



TITLE:

近接トンネルにおける計測結果の
評価とその利用法に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

岡本, 伸一

CITATION:

岡本, 伸一. 近接トンネルにおける計測結果の評価とその利用法に関する研究. 京都大学, 2009, 博士(工学)

ISSUE DATE:

2009-01-23

URL:

<https://doi.org/10.14989/doctor.k14267>

RIGHT:

近接トンネルにおける計測結果の評価と その利用法に関する研究

岡 本 伸 一

目 次

| | |
|-------------------------------|----|
| 第1章 序論 | 1 |
| 参考文献 | 3 |
| 第2章 近接トンネルにおける主要課題と本研究の位置付け | 4 |
| 2.1 序言 | 4 |
| 2.2 近接トンネルの定義と分類 | 5 |
| 2.3 近接トンネルに関する既往の研究と問題点 | 6 |
| 2.4 代表的な設計指針における近接トンネルの取扱い | 10 |
| 2.5 近接トンネルの施工例と課題 | 11 |
| 2.6 ゆるみ領域の分類と定義 | 13 |
| 2.6.1 発生メカニズムにもとづくゆるみ領域の分類と定義 | 13 |
| 2.6.2 測定法にもとづくゆるみ領域の分類と定義 | 14 |
| 2.7 本研究の目的 | 17 |
| 2.8 結言 | 19 |
| 参考文献 | 19 |
| 第3章 代表的な近接トンネルの設計・施工事例 | 23 |
| 3.1 序言 | 23 |
| 3.2 地形・地質 | 23 |
| 3.2.1 地形 | 23 |
| 3.2.2 地質 | 24 |
| 3.2.3 地山分類の基準 | 25 |
| 3.3 構造様式の選定 | 27 |
| 3.3.1 力学上の検討 | 28 |
| 3.3.2 施工上の検討 | 31 |
| 3.3.3 経済性その他の検討 | 32 |
| 3.3.4 総合評価 | 32 |
| 3.4 標準設計と支保パターン | 32 |
| 3.4.1 鉄道トンネル | 32 |
| 3.4.2 道路トンネル | 34 |
| 3.5 トンネルの施工法 | 36 |
| 3.5.1 全体工程 | 36 |
| 3.5.2 鉄道トンネルの施工 | 37 |
| 3.5.3 道路トンネルの施工 | 39 |

| | | |
|--------------|------------------------------|-----------|
| 3. 6 | 現場計測の計画 | 40 |
| 3. 6. 1 | 計測の目的 | 40 |
| 3. 6. 2 | 計測項目 | 42 |
| 3. 6. 3 | 計測断面位置 | 43 |
| 3. 6. 4 | 計測の仕様 | 44 |
| 3. 7 | 結言 | 46 |
| | 参考文献 | 47 |
| 第 4 章 | 近接トンネル掘削にともなう周辺地山の挙動 | 48 |
| 4. 1 | 序言 | 48 |
| 4. 2 | 地表面沈下 | 48 |
| 4. 2. 1 | トンネル直上部における地表面沈下量 | 48 |
| 4. 2. 2 | ゆるみが地表面沈下に及ぼす影響 | 52 |
| 4. 3 | 地中変位 | 54 |
| 4. 3. 1 | トンネル掘削にともなう周辺地山の地中変位ベクトルの変化 | 54 |
| 4. 3. 2 | トンネル掘削にともなう周辺地山の地中ひずみの分布 | 67 |
| 4. 3. 3 | 後続トンネル掘削が先行トンネルのアーチ部地山に及ぼす影響 | 71 |
| 4. 3. 4 | 切羽の進行にともなう地中ひずみ分布の変化 | 81 |
| 4. 3. 5 | 坑内地中変位測定結果と坑外地中変位測定結果の対比 | 86 |
| 4. 4 | 結言 | 92 |
| | 参考文献 | 94 |
| 第 5 章 | トンネル掘削にともなうゆるみ領域 | 95 |
| 5. 1 | 序言 | 95 |
| 5. 2 | ゆるみ領域の推定 | 95 |
| 5. 2. 1 | ロックボルト軸力測定結果によるゆるみ領域の推定 | 95 |
| 5. 2. 2 | 坑内地中変位測定結果によるゆるみ領域の推定 | 103 |
| 5. 2. 3 | 坑外地中変位測定結果によるゆるみ領域の推定 | 108 |
| 5. 2. 4 | 坑内弾性波探査結果によるゆるみ領域の推定 | 112 |
| 5. 2. 5 | 逆解析結果によるゆるみ領域の推定 | 117 |
| 5. 3 | ゆるみ領域推定結果間の整合性分析と推定方法の評価 | 125 |
| 5. 4 | 結言 | 132 |
| | 参考文献 | 132 |

| | | |
|---------|--------------------------------|---------------|
| 第 6 章 | ゆるみの評価にもとづく近接トンネルの設計・施工法に関する提言 | ・ ・ 133 |
| 6. 1 | 序言 | ・ ・ ・ ・ ・ 133 |
| 6. 2 | ゆるみ領域の物性値の推定 | ・ ・ ・ ・ ・ 133 |
| 6. 2. 1 | 坑内弾性波探査結果にもとづく推定 | ・ ・ ・ ・ ・ 133 |
| 6. 2. 2 | ゆるみを考慮した逆解析にもとづく推定 | ・ ・ ・ ・ ・ 137 |
| 6. 3 | 後続トンネルの掘削が先行トンネルに与える影響 | ・ ・ ・ ・ ・ 147 |
| 6. 3. 1 | 分析の方法 | ・ ・ ・ ・ ・ 147 |
| 6. 3. 2 | 解析結果 | ・ ・ ・ ・ ・ 149 |
| 6. 3. 3 | 土被りの比較的浅い双設トンネルの設計・施工法に関する提案 | ・ ・ 154 |
| 6. 3. 4 | 実測値との対比による検証 | ・ ・ ・ ・ ・ 155 |
| 6. 4 | 結言 | ・ ・ ・ ・ ・ 156 |
| | 参考文献 | ・ ・ ・ ・ ・ 158 |
| 第 7 章 | 結論 | ・ ・ ・ ・ ・ 159 |

謝辞

第1章 序 論

わが国は総面積 37.8 万 km² の狭小な国であり、この内の約 70% は山地である。しかも居住可能面積は 3.2% と極めて少なく、この中に 1 億 3 千万人近くの人間が生活している。そして、人口や諸機能の都市部への過度の集中は環境の悪化、交通渋滞、大気や水質の汚染等環境への負荷の高まり、水需要の逼迫等様々な過密問題を惹起している。この過密問題への対応は昭和 62 年に策定された第四次全国総合開発計画¹⁾において特定の地域への人口や諸機能が過度に集中しない多極分散型国土の形成を基本的目標として掲げ、具体的な施策の一つとして中枢都市と地方都市および地方都市間を連絡する高規格幹線道路の整備、高速鉄道の整備が進めてられてきた。しかし、平成 10 年に策定された「21 世紀の国土のグランドデザイン」²⁾では東京一極集中の状況の一部に変化の兆しがみられるとしながらも、東京圏への集中度は依然高いとして、国土の均衡ある発展を図る観点から複数の国土軸からなる国土構造の実現が必要だとしている。

一方、三大都市圏、地方中枢都市圏および地方中核都市圏を高次都市機能の集積の拠点、広域交流圏の拠点としての中枢拠点都市圏と位置付け、機能の分担と連携を図りつつ、全国土に及ぶ中枢拠点都市圏のネットワークを重層的に形成するとしており、それぞれの都市圏にふさわしい社会資本の整備が重要となっている。

そして、これらを実現するための方策の一つとして国内交通体系の整備をあげており、高規格幹線道路及び地域高規格道路の整備を推進するとしている。具体的には地域間の交流と連携の促進に資するトンネルや橋梁等の整備を図ることが施策として掲げられている。こうした時代背景とわが国土の地形上の特徴を考え合わせればトンネル建設に対する需要は今後ますます増大するものと予想される。

しかし、一方では効率的な基盤投資への社会的要請は日増しに強まっており、建設コストの縮減が強く求められるようになってきている。バブル崩壊によって土地価格はかなりの調整が進んだとはいえ、現在においても効率的な社会資本整備のための障害になることが多く、地上、地下を問わず都市空間の高度利用の度合いを今後一層強めざるを得ない状況にある。土地利用コスト縮減のためには建設用地をできるだけ縮小する必要があるが、トンネル建設について見れば既設のトンネルや構造物に近接して新しいトンネルが建設されるような機会が増大するであろう。例えば、2 本のトンネルを並設する場合などに、用地幅を少なくするために相互に近接して掘削する双設トンネルの採用事例

が増えている。また、地形、地質的な制約から部分的に近接施工となる場合や、環境保全や文化財保全の見地からもその線形に制約の加えられることがあり、こうした場合にも近接施工を余儀なくされることがある。最近では深度 50m 以上の大深度地下に地下鉄等を建設する案も示され、都市トンネルへの NATM の適用に関する研究³⁾の進歩とあいまって都市圏における地下空間の高度利用は今後大いに推進されるものと思われるが、多くの場合、既設構造物との関係に配慮すべき状況、すなわち近接施工が生じるであろうことは容易に想像される。

このように、トンネル施設に対する需要は今後ますます増大するとともに、近接トンネルの施工が増大するという社会的趨勢にあるといえる。しかし、従来から近接トンネルの設計や施工に際しては掘削にともなうゆるみやトンネル間の相互干渉に注意しなければならないことが指摘され続けてきたが、未だ双設トンネルに代表される近接トンネルの合理的な設計・施工法が確立されているとはいえない。その大きな原因の一つはゆるみやゆるみの相互干渉を定量的に評価する手法やこれらを具体的に設計・施工へ反映する統一的な手法が開発されていないためであると考えられる。

こうした中であって筆者は世界で最初の二段双設トンネルである本四備讃線および一般国道 30 号・鷺羽山トンネルの建設に従事する機会を得た。鷺羽山トンネルは上部に双設の道路トンネル（上下線：L=205m）、下部に双設の鉄道トンネル（新幹線、在来線：L=230m）を配した世界初の二段双設（四つ目）トンネルである。しかも、これら上下のトンネルの間隔は 2.1m～6.0m と極めて接近したものである。断面構成が極めて特殊であり、過去に施工経験がないため、通常の変断面トンネル建設の場合に比べてはるかに多種・多様かつ高精度な計測を実施することにより多くの興味深いデータが得られた。このことは双設トンネル掘削にともなう周辺地山の挙動やゆるみの実証的分析には好都合である。ここで得られた多くの知見と技術的成果は今後の近接トンネルの設計、施工に大いに参考になると考える。

本研究では二段双設という複雑な断面構成を有する近接トンネル群の掘削にともなう周辺地山の挙動を多くの現場計測結果をもとに分析する。また、従来近接トンネルの設計や施工において最も重要な要素と考えられてきた周辺地山のゆるみに着目し、その領域の大きさや各種計測データにもとづくゆるみ境界の推定方法について検討・評価を行う。さらに、坑外地中変位測定結果を入力として逆解析を実施することにより、ゆるみ境界を合理的に設定する新しい方法を示す。また、ゆるみ領域を考慮した逆解析によ

ってゆるみ領域の代表物性値としての弾性係数を推定する実際的な方法を提案し、これをもとにゆるみを考慮した有限要素法解析を実施して既設トンネル周辺のゆるみの存在が近接する後続トンネルの掘削や既設トンネルの二次覆工コンクリートに与える影響について明らかにする。さらに、これらの結果を総合化することによって近接トンネルの合理的な設計・施工に関する提言を取りまとめる。

最後に、近接トンネルの設計・施工における今後の課題と将来の展望について述べる。

参 考 文 献

- 1) 国土庁編：第四次全国総合開発計画，1987
- 2) 国土庁編：21 世紀の国土のランドデザイン，1998
- 3) 例えば，櫻井春輔他：都市トンネルにおける NATM，鹿島出版会，1988

第2章 近接トンネルにおける主要課題と本研究の位置付け

2. 1 序言

かつてわが国における地価の高騰は世界一といわれ、特に都市部においてはもはや地上に公共土木施設を効率的に建設することは困難とさえ言われた時代があった。そして、こうした状況に対して地下空間の有効利用が一つの方策としてクローズアップされた。その後、バブル経済の崩壊により地価の騰勢は終焉し下落に転じたが、同時に公共事業費の縮減が打ち出され、とくに効率的な公共投資の重要性が高まっている。近年ではとくに都市部を中心に再び地価が上昇に転じているところもあり、地下空間の有効利用を促進しつつ、建設用地費用の低減を図っていく必要がある。公共交通機関の整備としての地下鉄トンネル、道路トンネルなどの建設においても建設用地を少なくし建設費の縮減を図る見地からトンネルどうしの間隔を小さくする場合や、文化財等の保全や坑口部の線形に加えられる制約のために近接施工を余儀なくされる機会が今後ますます増加するものと予想される。一方、わが国において初めて双設トンネルが施工されたのは沖縄県の伊祖トンネルである。それ以後、30 例以上の施工実績が報告されているが、近接トンネルの合理的な設計・施工法を確立するまでには至っていない。

こうした近接トンネルの現状と将来動向を鑑みると、近接トンネルの設計や施工上での問題点を整理し、その解決策を準備しておくことは意義あることと考える。そこで、本章ではまず山岳トンネルにおける近接トンネルの定義と分類を試みた後、近接トンネルに関する既往の研究について調査し、従来の研究における問題点を明らかにする。次いで、わが国代表機関の設計指針における近接トンネルの取扱い方および基本的な設計概念について示す。さらに、今までに建設された代表的な近接トンネルの施工例について分析し、実際の近接トンネルの設計や施工において問題とされている主要な課題について取りまとめる。また、ゆるみ領域の分類と定義についてゆるみの発生メカニズムとゆるみの測定方法の両面から整理して示す。最後に以上を総合して、本研究の目的と位置付けを明らかにする。

2. 2 近接トンネルの定義と分類

「近接トンネル」ということばの定義は必ずしも確立されたものではないが、建設しようとするトンネルと既設のトンネルあるいは他の一般的な既設構造物との間に相互の影響が発生する可能性があり、事前にこれらに対する検討を要すると判断されるすべてのトンネルをさすものといえる。しかし、今のところこれら相互間の影響について検討を要すると判断する基準について定量的かつ体系的に明らかにされたものはない。したがって、過去における近接トンネル工事においては、他のトンネルを含む既設構造物との関係について検討すべきか否かの判断はひとえに技術者の経験と勘に委ねられてきたと言っても過言ではない。そして、こうした判断方法の常として、技術者の強い安全志向が近接トンネルの範囲をかなり広げる結果になったと考えられる。同時に、有限要素法を代表とする数値解析手法の発展によってトンネル掘削の影響を比較的簡単に、しかも精度よく予測できるようになったこともこの傾向を加速したといえる。さらに、今までに近接トンネルの施工事例があまり多くないことや、建設されるトンネルの設計条件あるいは施工条件が同じものはほとんどないという状況を勘案すれば、今後こうした傾向が急激に変化するとは考え難い。このような状況を考えれば、近接トンネルの定義は冒頭にも示したように、相互間の影響が発生すると考えられるすべてのトンネルをさすと考えるのが妥当であって、実際に影響が発生するか否か、あるいはその影響の大小は、とくに計画や設計の段階において取扱う近接トンネルの定義にとっては重要な問題ではなく、これらは検討の結果あるいは施工の結果明らかにされるものである。因みに、土質工学会編・近接施工（土質基礎工学ライブラリ-34）¹⁾では、近接施工を「建設の過程において地盤を変形させ、近接の構造物に悪い影響を与える可能性のある建設工事の遂行をいう」と定義している。しかし、一方ではこうした定義やその背景となる現況とは別に、近接トンネルの定量的な判断基準を体系的に整えていくことは設計や施工計画立案の効率化のために重要な課題でもある。

さて、ここでは近接トンネルを大別して、

- ① 既設のトンネルに近接する場合
- ② トンネル以外の既設構造物に近接する場合

に分類する。②のトンネル以外の既設構造物としては、地中埋設管、構造物基礎、地表の建築物、道路、鉄道などがある。こうした状況は最近の都市トンネルへの山岳トンネ

ル工法の採用事例の増加に伴って、今後ますます増大するものと思われる。一方、①の既設トンネルに近接する場合の基本的なケースは図-2.1 のように分類できる。すなわち、平面的にみればトンネル線形が並行する場合 (A)、平面上で交差する場合 (B)、立体交差する場合 (C) が考えられるが、(C) の特別な場合として $\theta = 0$ の場合がある (θ はトンネルの交差角)。また、断面的には水平の位置関係 (a)、上下の位置関係 (b)、斜めの位置関係 (c) が基本的な位置関係である。そして、各平面線形において適当な断面をみれば表-2.1 に示す位置関係が生じる。さらに、これらの基本的な位置関係の組合せが考えられ、この場合はトンネル群を構成することになる。なお、(A-a) の場合を双設トンネルと呼び、 $d=0$ の場合を特別にメガネトンネルと呼んでいる (d はトンネルの壁面離隔距離)。以下、本論文においてもこの定義に従うこととする。

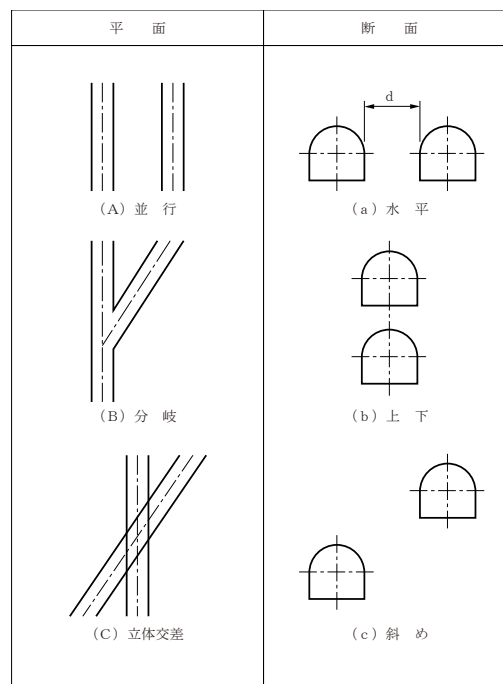


図-2.1 近接トンネルの分類

表-2.1 平面線形と断面との関係

| 平面線形 | 断 面 |
|------|-----------------------|
| A | a, c |
| B | a |
| C | b ($\theta = 0$) |
| | c ($\theta \neq 0$) |

2. 3 近接トンネルに関する既往の研究と問題点

近接トンネルの研究における主題は、相互の影響による新設トンネルおよび近接構造物（トンネルを含む）の安定性（安全性）の問題である。ここで、近接構造物の安定性および安全性は、その対象構造物固有の指標をもって評価されるが、一般にはトンネル掘削によって生じる周辺地山の变形に起因する静力学的な問題と、発破振動に起因する動力学的な問題に分類される。従来の研究の大半は双設トンネルに代表されるような既設のトンネルに近接する場合を取扱っているが、このような視点からみれば近接トンネ

ル全体の研究として拡張可能なものである。したがって、以下本論文では近接トンネルを先の 2. 2 で示した既設トンネルに近接するトンネルの意味で用いることにする。また、双設トンネルなどは同時に建設される場合が多いため、既設トンネルを先行トンネル、新設のトンネルを後続トンネルと呼ぶことにする。

さて、近接トンネルの静的安定性を取扱った研究は、その多くが双設トンネルを対象として行われてきた。双設トンネル周辺の応力は 2 円孔を含む平板の応力問題として定式化されるが、この理論解は Ling²⁾ によって解かれている。これをもとに、今田³⁾ はトンネル間の離隔距離 (2 円孔の中心間距離) の変化に対応したトンネル掘削面の応力を求めている (図-2.2)。また、離隔距離 1.1D (D は円孔直径=2b) の場合についてトンネル掘削面の応力分布を計算している (図-2.3)。これらの結果から、トンネル間の地山 (ピラー) の厚さがトンネル径程度以上 ($\beta \geq 2$) になると、双設トンネルの掘削面の応力は単独トンネルの応力とほとんど変わらなくなること、双設トンネルで応力的に間となるのは θ が 150° 以上のピラーの部分であることを指摘している。

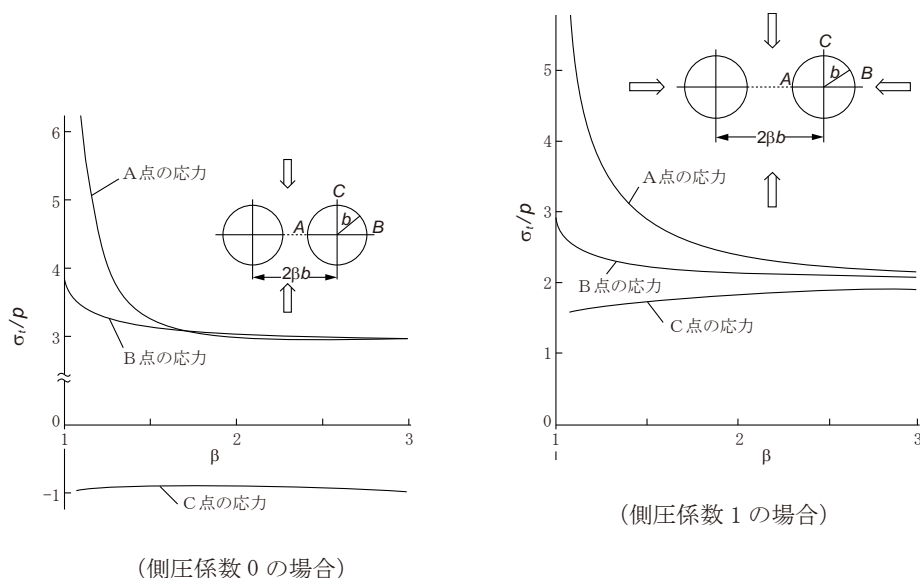


図-2.2 双設トンネルの応力

一方、解析的な研究では、日本鉄道技術協会が日本国有鉄道の委託を受けて、「双設ずい道の離隔距離に関する研究」⁴⁾ を行っている。この中では地山が完全弾性体と考えられる場合には掘削幅の 2 倍、粘性土等の軟弱な地山では 5 倍程度の離隔距離をとれば、相互のトンネル間に静的な影響はほとんどないとしている。また、伊藤・久武⁵⁾ が境界要素・有限要素法を用いて、新設トンネルがそれに平行な既設トンネルの覆工応力に与

える影響について研究している．ここでは，
離隔距離が覆工内縁応力に与える影響（図-2.4），覆工と地山の弾性係数比が覆工内縁応力に与える影響（図-2.5）などについて明らかにしている．

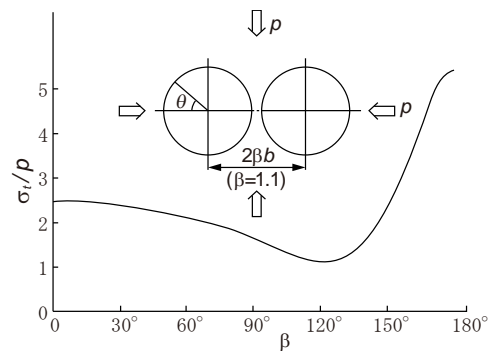


図-2.3 掘削面周辺に沿う応力

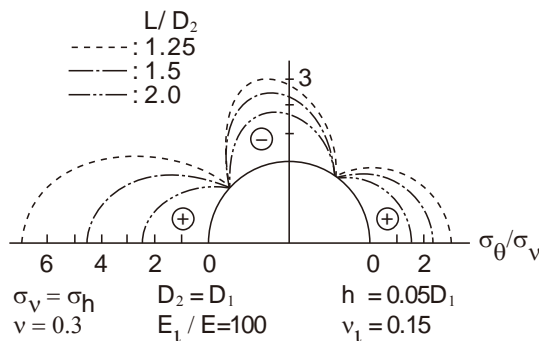


図-2.4 トンネル中心間隔 L が覆工内
縁応力 σ_θ に与える影響

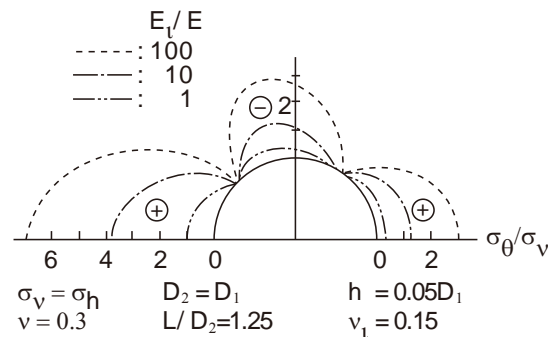


図-2.5 覆工と地山の弾性係数の比 E_1/E
が覆工内縁応力 σ_θ に与える影響

杉本・松本・西岡⁶⁾は形状弾性ひずみエネルギーを用いたトンネル周辺地山の安定解析法にもとづき，離隔距離を含むいくつかのパラメータについて双設トンネル施工時の地山の安定性について評価し，事前設計法についての提案を行っている．また，ここでは離隔距離が 1.7D 以下の場合には双設トンネルとしての安定性を論じなければならぬとしている．

以上の理論的および解析的研究では，主として2本の円形トンネルで構成される双設トンネルという単純化されたモデルを用いている点や，実際の施工データによる実証的研究例が十分でないことから，設計における基礎的な情報を与えるに留まっている．

一方，双設トンネルを取扱った実験的研究は，後藤・壺内・西岡⁷⁾により底面摩擦実験装置を用いて行われている．ここでは，矩形トンネルおよび半円形トンネルの土被りの薄い双設トンネルを対象として，離隔距離と土被りがトンネル周辺地山の安定性に及ぼす影響について検討している．この結果，矩形トンネルの双設トンネルでは，個々の

トンネルが独立したグラウンド・アーチを形成する離隔距離は 1.6D 以上であること、半円形トンネルのほうが矩形トンネルより安定性が優れていること、実験結果を一般的な FEM 弾塑性解析で表現することは難しいことなどを報告している。

次に、分岐トンネルを対象とした解析的研究には、伊藤・竹田・亀村⁸⁾、Hocking⁹⁾などの研究があるが、これらは地山を等方等質の弾性体としてトンネル交差部周辺地山の応力を取扱ったものである。一方、実験的研究は主として三次元光弾性応力凍結法によるもので、Riley¹⁰⁾、Agarwal・Boshkov¹¹⁾、兼重・川本・岡村¹²⁾、平松・岡¹³⁾、今田・山崎他^{14) -17)}らが行っている。これらは、先の解析的研究も含めて近接トンネルの研究というよりはむしろ、二次元平面上での取扱いが困難なトンネル交差部付近の安定問題として一つの研究分野を構成している。

上下トンネルや斜めに交差する場合（ねじれの位置）についての本格的な研究は、その施工事例が少ないこともあって従来ほとんど行われていない。

上記の研究はいずれも地山条件、支保効果、施工過程、トンネル断面形状等のモデル化において多くの制約を受けており、必ずしも実際の施工状況を反映した形とはなっていない。とくに、近接トンネルの設計・施工において特に注意すべき事柄として従来取上げられてきたトンネル周辺のゆるみや、その干渉についての問題にはほとんど言及されていない。これは、解析および実験上でのゆるみの取扱い方に未だ確立された手法が存在しないことや、ゆるみの干渉についての調査・分析事例が十分でないことに起因すると考えられる。また、既往の研究のいくつかは在来工法を対象としたものであり、大部分が NATM で施工される最近の近接トンネルへの適用には問題がある。今後、経済性および環境保全の見地から、また地下空間の高度利用にともなって近接トンネルの施工機会が増加することは必至の情勢にあり、NATM による近接トンネルの設計・施工についての系統的な研究が強く望まれる。

なお、近接トンネルの動力学的な問題に関する研究には、近接発破によるトンネル周辺地山の動的挙動を取扱ったもの^{18)・19)}、トンネル覆工の動的挙動を取扱ったもの^{20)・21)}およびその両方を取扱ったもの²²⁾などがあり、それぞれ入力波の特性や解析手法に特徴を有しているが、本論文においては近接トンネルの設計・施工における静力学的な安定問題を主題とするため、これらの研究の内容には立ち入らない。

2. 4 代表的な設計指針における近接トンネルの取扱い

(1) 土木学会

土木学会トンネル標準示方書（山岳編）・同解説²³⁾では、第3条(3)トンネル線形において、「2本以上のトンネルを隣接して設置する場合、または他の構造物に近接してトンネルを設置する場合には、相互の影響について注意しなければならない」としている。また、第63条近接トンネルの設計では「近接トンネルの設計にあたっては、地山条件、施工方法を考慮し、支保工および必要に応じて周辺地山の補強方法を検討しなければならない」としている。そして、解説では、

- ① トンネルが互いに近接すると、相互のトンネルの掘削により発生する周辺地山の応力が干渉しあい、応力変化が単独トンネルの場合より大きくなり、また塑性化する領域が大きくなったりする
- ② 後続トンネル施工の掘削による影響を受け、既設トンネルや先行トンネルの応力平衡状態が乱されるほか、支保部材や覆工に大きな荷重が加わることになる
- ③ 発破工法の場合には、後続施工の発破による衝撃力の影響についても考慮する必要がある

このために近接トンネルの設計にあたっては、地山条件や施工方法を十分考慮して、接合部や近接部の構造を検討しなければならないと指摘している。また、具体的な方策として、先行トンネルに対して、

- a. 吹付けコンクリートに金網や鋼繊維を用いる
 - b. 鋼製支保工の増強
 - c. 覆工を鉄筋コンクリートとしておく
 - d. 覆工コンクリートを2回（仮巻き、本巻き）に分けて施工すること
- を提案している。しかし、設計の詳細については示されていない。

(2) 西日本高速道路株式会社他（旧日本道路公団）

設計要領²⁴⁾第3集トンネルでは、2-2-2 トンネル相互の間隔の項において、「トンネルを2本以上併設する場合、あるいは他の構造物と近接する場合には、原則として、相互に有害な影響を与えないような間隔としなければならない」としている。しかし、ここでは、相互に有害な影響を与えないような離隔距離をとってトンネル線形を計画する

ことを基本としながらも、

- ① 接続する土工区間に長大な法面を生じる場合や橋梁と接続している場合等には、工事費や維持管理費の増大を招くことがあり、このような場合、これを避けるため、両坑口を接近させることも有利である
- ② 地山の安定性が十分な場合や用地費が高価な場合等にあつては、むしろ中心間隔を小さくしたほうが有利なこともある

と、状況によっては近接トンネルが有利であるとしている。一方、離隔距離については、トンネル相互の影響は、地山条件や施工法により異なるものであり、未だ解明されていないことも多く、離隔距離を一般的に基準化することはできないとしているが、従来から2車線の双設トンネルの施工実績では、中心間隔を30m程度としている例が多く、特殊な事情がない場合には、標準的な中心間隔は30mとしてよいとも述べている。また、トンネルを他の構造物と交差させることはできるだけ避けなければならないとしたうえで、やむを得ず他の構造物と交差または近接する場合には、トンネル掘削による地表および地中の変化、爆破振動などの構造物におよぼす影響について検討し、所要の対策を講じなければならないとしている。ただし、所要の対策の内容については触れていない。さらに、一般に、トンネル相互が交差する場合には、できるだけ直交するようにするほか、新設トンネルが上部に位置するようにするのが有利であると記述しているが、その根拠については明らかにされていない。

2. 5 近接トンネルの施工例と課題^{25) -40)}

2. 1 で述べたとおり、近接トンネルと一般トンネルの境界は必ずしも明らかでないがここでは何らかの影響予測や対策工の実施された代表例として、双設トンネルの場合についての施工事例を表-2.2に示す。なお、ここではトンネル中心間距離 B （離隔距離）が新しく掘削される後続トンネルの掘削幅 D の2倍未満（ $B < 2D$ ）のトンネルについて示した。

さて、表-2.2をみれば代表的な近接トンネル13件のうち、発破による掘削は4件と少ない。これは、ほとんどのトンネルで最大土被りが30m以下であり、地山が比較的軟質であることによる。さらに、このことは近接トンネルが都市部および都市近郊の機能集約の進んだ制約の多い地域において建設される機会が多いという特徴に起因している

表-2.2 国内における代表的な双設トンネルの施工事例

| トンネル名 | トンネル延長 | 離隔距離 | 最大土被り | 施工法 | 掘削方式 | 後続トンネルの掘削時期 |
|-----------------------|--------|----------|-------|--------------|--------------------------|-------------|
| 国道330号 伊祖トンネル | 90m | D(メガネ) | 最大22m | 在来 (機械) | 三線導坑先進 | 先行トンネル二次覆工後 |
| 京葉道路 貝塚トンネル | 191m | D(4連メガネ) | 4～6m | 在来 (機械) | 側導先進 | 先行トンネル一次覆工後 |
| 常磐自動車道 小木津トンネル | 203m | 1.1～1.2D | 最大28m | NATM (発破) | 上半先進 | 〃 |
| 幹線臨港道路 小名浜港トンネル | 172m | D(メガネ) | 約15m | NATM (機械) | 中央導坑先進 | 先行トンネル二次覆工後 |
| 阪神高速道路 井吹トンネル | 195m | D(メガネ) | 約19m | NATM (機械) | 三線導坑先進 | 〃 |
| 本四備賀線 鷺羽山トンネル | 230m | D(メガネ) | 約50m | NATM (発破) | 三線導坑先進 | 〃 |
| 国道30号 鷺羽山トンネル | 205m | D(メガネ) | 約30m | NATM (発破) | 三線導坑先進(坑口部) 上半先進(中央部) | 〃 |
| 常磐自動車道 十王トンネル | 330m | D(メガネ) | 3～35m | NATM (機械) | 三線導坑先進 | 〃 |
| 武雄佐世保道路 三川内トンネル | 240m | D(メガネ) | 4～15m | NATM (機械) | 三線導坑先進(坑口部) 上半先進(中央部) | 〃 |
| 北陸自動車道 風波トンネル | 155m | 1.4～1.7D | 約65m | NATM (機械) | 側導先進 | 〃 |
| 多摩ニュータウン幹線 南大沢トンネル | 389m | 1.5D | 約30m | NATM (機械) | CD | 〃 |
| 国道16号 横須賀トンネル | 114m | 1.2～1.6D | 約28m | NATM (機械) | 側導先進 | 〃 |

と考えられる。

一方、すべてのトンネルにおいて事前予測のためのFEM解析が行われ、施工中には多くの現場計測が実施されている。そして、トンネル掘削による周辺地山のゆるみをコントロールし、トンネル相互間の干渉をいかに抑止して安全な設計と施工を行うかを主要な目的としている。しかしながら、これらの結果を総合的に分析し、双設トンネルの合理的な設計・施工法について系統的に取扱った事例はほとんどみられない。すなわち、過去の双設トンネルの施工報告の内容を要約すれば、双設トンネルの設計・施工においては、発破掘削、機械掘削ともにトンネル掘削による周辺地山のゆるみを合理的にコントロールし、それに起因するトンネル相互間の干渉を最小限におさえることが重要かつ支配的な要因であると指摘しているが、多くは施工報告という文献の特徴もあり、トンネル個々の条件に適合する個別対応的な手段としての補助工法の可否についての議論を主体としている。また、発破掘削の事例では発破振動の既設構造物に対する影響を考慮し、すべての事例で制御発破を実施しており、これらについては小木津トンネル³²⁾、鷺羽山トンネルの施工報告⁴¹⁾に詳しい。

以上の施工事例の分析から、近接トンネルの主要な課題は、

- ① トンネル掘削にともなう周辺地山のゆるみ制御とトンネル相互間の干渉の低減、抑

止

② 発破振動が既設構造物に与える影響の制御

であることがわかる。そして、前者は静力学的な問題として、また、後者は動力学的な問題としてとらえられる。

なお、掘削方法はほとんどの事例で導坑先進上部半断面掘削である。また、先行トンネルの二次覆工コンクリートが完了してから後続トンネルの上半掘削を行っている。

2. 6 ゆるみ領域の分類と定義

前節までに近接トンネルの設計・施工においては掘削にともなって発生するゆるみの統一的評価やゆるみをいかに合理的に制御できるかが重要な課題であることを示した。しかし、ゆるみあるいはゆるみ領域という用語は必ずしも統一された定義にしたがって厳格に用いられていないのが現状である。ここではゆるみの定義を整理して示すこととする。

2. 6. 1 発生メカニズムにもとづくゆるみ領域の分類と定義

(1) 重力作用によって天端付近に発生する領域

トンネル掘削にともなってトンネル天端付近の地山が下方からの支持反力を失うことにより、重力作用によって下方に崩落しようとするドーム状の領域をいう。とくに NATM 以前の在来工法の設計においては、このゆるみ領域土塊（地山）の重さをトンネル支保設計のための外荷重とする方法が広く採用されていた。これは Bierbaumer, Kommerell, Terzaghi など多くの研究者によって提唱された。なかでも Terzaghi のゆるみ荷重の考え方は現場での経験にもとづいており、地質に応じてゆるみ高さ（天端における掘削解放面から地山内のゆるみ境界までの垂直距離）を与えている。

(2) 塑性領域

トンネル掘削による応力再配分の結果、地山強度を超える応力が発生する領域は弾性領域から外れることになり、この領域を一括して塑性領域と呼び、ゆるみとする考え方である。この定義に従えば地山の力学特性はゆるみ領域と非ゆるみ領域で明らかに異なるものである。なお、引張り応力の発生領域をゆるみ領域に含める場合もあるが、これ

は地山の圧縮強度に比べて引張り強度はるかに小さく、亀裂等が生じるなどの引張り破壊が生じやすいことによる。

(3) 発破による損傷領域

発破の衝撃波によって掘削壁面近傍の地山は引張り破壊や亀裂の開口などが生じ、損傷を受けることになる。発破に使用する爆薬の量によって損傷領域の大きさは変化するが、実際には地山の硬軟によって爆薬量を調節するため、地山強度と爆薬量の関係によって領域の大きさが変化すると考えるほうが妥当である。

(4) 風化作用による物性劣化領域

掘削後に地下水や空気に接触することによって物性劣化が急速に進展し、トンネル内空へ向かう荷重として作用する等、トンネル空洞の安定性を低下させる領域。

2. 6. 2 測定法にもとづくゆるみ領域の分類と定義

(1) ロックボルト軸力測定結果にもとづくゆるみ領域

上野⁴²⁾はロックボルトの軸力分布を微分して得られるロックボルト周辺のせん断力分布からゆるみ領域を推定できている。すなわち、図-2.6 に示す模式図においてせん断力が (+) の領域をゆるみ領域、(-) の領域を支保領域と考え、この2つの領域の境界は軸力分布のピーク位置になっている。

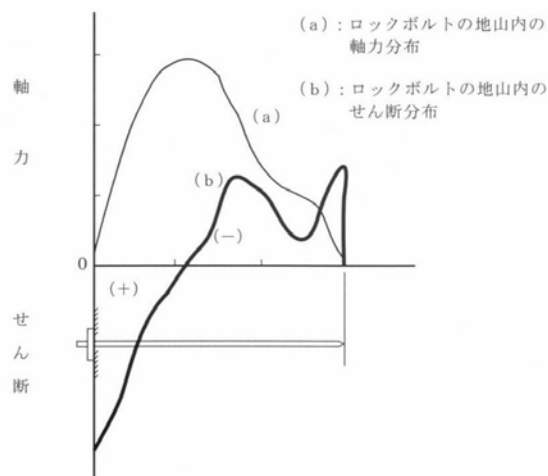


図-2.6 ロックボルト軸力およびせん断力の分布

一般にロックボルトの軸力分布が図-2.6 に示すような連続関数として得られることはほとんどなく、ひずみゲージ式の軸力計ではひずみゲージを貼り付けた断面における軸力が離散的に得られるものであり、変位式（例えばメカニカルアンカー）では適当な区間における平均的な軸力がロックボルト全長にわたって得られるものである。したがって、得られる計測結果から正確なゆるみ境界を数学的手法によって直接求めることは困難であり、計測結果を適当な連続関数に近似する方法などがとられている。しかし、こ

の方法も軸力分布が複雑になることが多いという過去の経験から考えて、近似の精度という面で適用の限界が生じるものの、得られた軸力分布のピーク位置をゆるみ領域の境界とすることを原則とし、これに工学的な評価を加えてゆるみ領域の境界を推定することは可能である。

(2) 坑内地中変位測定結果にもとづくゆるみ領域

地中変位測定結果からゆるみ領域を推定する場合には地中変位の深度別分布図によるのが一般的である。ゆるみ領域では岩盤内に亀裂が発達したり、亀裂が開いたりして、ゆるんでいない岩盤との間で地中変位分布が不連続になっている

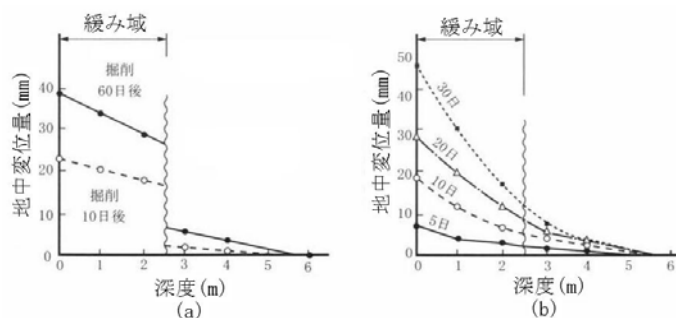


図-2.7 地中変位によるゆるみ領域の推定例 ⁴³⁾

る場合（図-2.7(a)）や、ダイレタンシーなどにより変位が急激な増加を示すこと（図-2.7(b)）が考えられるため、地中変位分布の不連続性や急激な増加傾向などに着目してゆるみ領域の境界を推定している。しかし地中変位分布にこうした明瞭な不連続性や変位の急増が認められない場合も多く、ゆるみ境界の推定は必ずしも容易でない。同時に地中変位計の最深部を不動点と考えてよいかどうかをできるだけ検証するようにしなければならない。とくに地中変位が大きい場合には重要であるが、検証の1つの方法として磯浦他は内容変位と地中変位から求めた壁面変位とを比較する方法を第2平石トンネルでの測定結果に適用している。一方櫻井は実測地中変位から地中ひずみを算出する方法および求めたひずみと地山材料の破壊ひずみとを比較することによってゆるみ領域を求める方法を開発し、「直接ひずみ評価法」と名付けている。この方法は若干の計算過程を必要とするが、測定結果から定量的にゆるみ領域を評価しうる点において優れている。以上述べたように、地中変位測定結果からゆるみ領域を推定する方法には地中変位分布図にもとづく方法と直接ひずみ評価法があるが、2つの方法で求められたゆるみ領域の間については現在のところ明らかにされていない。ただし、直接ひずみ評価法によって求められたゆるみ領域は、その評価法の定式化から明らかなように岩盤の破壊領域（塑性領域）であり、狭義のゆるみ領域と考えるべき性質のものであるといえる。

(3) 坑外地中変位測定結果にもとづくゆるみ領域

トンネル中心直上部などに設置した坑地中変位計（たとえばスライディングマイクロメータなど）のデータからトンネル天端部におけるゆるみ領域を推定することができる。スライディングマイクロメータなどによって得られる地中変位は一般に地表面を基準（不動点）として整理するが、土被りが極端に浅い場合を除けば地表面を不動点とみなしうる。したがって、坑内から設置した地中変位計の仮の不動点をさらに地山側へ移動したと考えれば、そのデータの取扱いは坑内地中変位計と全く同様である。さらに、坑外地中変位計は坑内地中変位計と比較して一般にトンネル周辺のより広い領域の地中変位を求めることができ、それにとまって仮の不動点を絶対的な不動点と見なしうる可能性はより高くなるものと考えることができる。このことから、坑外地中変位測定結果にもとづくゆるみ領域の推定方法は坑内地中変位測定結果にもとづくゆるみ領域の推定方法に準拠すればよいことがわかる。すなわち、(2) で述べたとおり、地中変位分布が不連続となっている位置あるいは変位が急激な増加を示す位置をゆるみ領域の境界として定義する。ただし、いずれの場合もこの定義にしたがってゆるみ領域の境界で変位の勾配が急変することに着目してゆるみ領域を推定することが可能であるが、隣接する2測点間の平均的な変位勾配は区間ひずみに等しいことから、具体的には区間ひずみ分布図において区間ひずみが伸び側に大きくなる位置をゆるみ領域の境界と定める。しかし、ここでも坑内地中変位測定結果からゆるみ領域を推定する場合と同様、正確な推定は必ずしも容易でなく多分に工学的判断をとらなければならないものである。なお、図-2.8にゆるみ領域の推定方法の模式を示す。

(4) 坑内弾性波探査結果にもとづくゆるみ領域

弾性波探査は物理探査法に属するものであり、測定方法には屈折法、検層、孔間測定などがある。屈折法にも縦波（P波）を利用する方法と横波（S波）を利用する方法とがあるが、一般にはP波を用いることが多い。具体的には得られた走時曲線から地層構造を2層構造として萩原のはざとり法（表層除

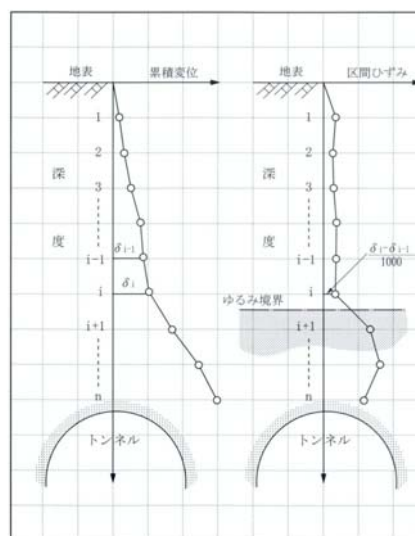


図-2.8 坑外地中変位測定結果からのゆるみ領域の推定方法

去法)^{44), 45)}によって解析し、得られた速度層分布のうち第1速度層、すなわち、坑壁側の弾性波速度の低い領域をゆるみ領域と考えることが一般に行われている。

地山の弾性波速度と他の物理量、工学量との関係についての調査研究は古くから行われてきており、特に地山分類において弾性波速度が重要な分類要素として用いられているのは、地山の状況と弾性波速度がよい対応を示していることにほかならない。そして、ゆるみ領域と非ゆるみ領域との間に物理的な差異があるならば当然弾性波速度にも違いが認められるはずであるというのが弾性波速度からゆるみ領域を推定する場合の基本的な考え方である。事実、多くの事例が弾性波探査によるゆるみ領域の推定方法が有効であることを示している。池田他は地山の弾性波速度 v と岩石資料の弾性波速度 V から求めた準岩盤弾性波速度 ($v \times v/V$) とゆるみ層厚 R との関係を整理して次式を提案している⁴⁶⁾。

$$R=0.015 \times (D+H) (6.0-v \times v/V)$$

ここで、 R ：ゆるみ層厚 (m)

D ：トンネル掘削断面の幅 (m)

H ：トンネル掘削断面の高さ (m)

v ：地山の弾性波速度 (km/sec)

V ：岩石試料の弾性波速度 (km/sec)

ただし、これは在来工法によって施工されたトンネルでの調査にもとづくものであって、NATM による場合の調査事例は在来工法と比べてはるかに少ない。したがって、NATM におけるゆるみ層厚と弾性波速度の関係について統計処理や経験式を提案するまでには至っていないのが現状である。

2. 7 本研究の目的

2. 3 では近接トンネルに関する既往の研究について概観したが、ここでは近接トンネルに関する研究の主題は近接トンネル相互の影響による新設トンネルおよび近接構造物の安定性（安全性）の問題であり、大きくはトンネル掘削によって生じるトンネル

周辺地山の変形に起因する静力学的な問題と、発破振動に起因する動力学的な問題に分類されることを示した。そして、このうち静力学的な問題を取扱った研究においては、地山条件、支保条件、施工過程、トンネル断面形状のモデル化において多くの制約を受けており、必ずしも実際の施工状況を反映したものとはなっていないこと、また、従来から近接トンネルの設計・施工において特に注意すべき事項として取上げられてきたトンネル周辺のゆるみやその相互干渉についての問題にはほとんど言及されていないことを指摘した。さらに、既往の研究のいくつかは在来工法を対象としたものであり、NATM がわが国の山岳トンネルの標準工法として定着した今、NATM における近接トンネルの合理的な設計・施工法の確立が重要な課題であることを論じた。

続いて 2. 4 では代表機関における近接トンネルの設計指針として、土木学会と西日本高速道路株式会社（旧道路公団）の指針を取上げ、これらの中で示されている近接トンネルの基本的な設計概念について述べた。しかし、これらでは近接トンネルの設計・施工ではトンネル相互間の干渉について注意しなければならないとしているものの、その具体的な内容については個別に対応することを基本としていることを示した。

また、2. 5 では過去に建設された近接トンネルの施工例を分析し、近接トンネルの主要な課題は①トンネル掘削にともなう周辺地山のゆるみ制御とトンネル相互間の干渉の低減、抑止、②発破振動が既設構造物に与える影響の制御であると考えられていること、しかしこれらが総合的かつ系統的には取扱われていないことを論じた。

さらに、2. 6 においては近接トンネルの設計・施工において最も重要な検討対象であるゆるみの定義を整理して示した。

以上の分析結果から、近接トンネルの合理的な設計・施工法を確立するためには、以下のことが主要な要件であると考ええる。すなわち、

- ① トンネル掘削にともなう周辺地山のゆるみおよびトンネル相互間の干渉を定量的に評価する統一的手法の開発
- ② 複雑な経時変化と応力場をともなうトンネル周辺地山およびトンネル構造物の安定性評価手法の開発
- ③ トンネル掘削にともなう周辺地山のゆるみおよびトンネル相互間の干渉の合理的な制御手法（工法）の開発
- ④ 発破振動がトンネル周辺地山および既設構造物に及ぼす影響の定量的な評価手法の開発

⑤ 低振動・無発破工法の開発

このうち、①～③は静力学的な安定問題を、④、⑤は動力学的な安定問題を主題としており、それぞれアプローチの方法が基本的に異なるため、本論文では前者のみを取扱うことにする。とくに、①、②を中心課題とし、③についてはその基本的な考え方を示すこととする。

2. 8 結言

本章では、まず近接トンネルの定義について考察したあと、近接構造物がトンネルの場合についてその形態を分類して示した。次に、近接トンネルに関する既往の研究について概観し、その問題点について明らかにした。また、代表機関における設計指針において、近接トンネルがどのように取扱われているかを述べた。さらに、これまでに建設された代表的な双設トンネルの施工例について分析し、実際の設計や施工において問題とされている課題について取りまとめた。また、最も重要な検討対象であるゆるみの定義について整理した。最後に、以上の分析と考案を総括し、本研究の位置付けと目的について述べた。

参 考 文 献

- 1) 土質工学会編：近接施工，土質基礎工学ライブラリ-34，土質工学会，p1，1989
- 2) Chin-Bing Ling：On the Stress in a Plate Containing Two Circular Holes, Journal of Applied Physics, Vol. 19, Jan., 1948
- 3) 今田 徹：岩盤力学入門（11），トンネルと地下，Vol. 16, No. 12, pp45～50, 1985
- 4) 日本鉄道技術協会：双設ずい道の離隔距離に関する研究報告書，日本鉄道技術協会，1959, 1960, 1961
- 5) 伊藤富雄・久武勝保：新設トンネルがそれに平行な既設トンネルの覆工応力に与える影響，土木学会論文報告集，No. 308, pp77～84, 1981
- 6) 杉本光隆・松本嘉司・西岡 隆：エネルギー論に基づく双設トンネルの安定解析，土木学会論文集，No. 406／Ⅲ-11, pp185～194, 1989
- 7) 後藤有志・壺内達也・西岡 哲：土被りの薄い双設トンネルの模型実験，第 18 回岩

- 盤力学シンポジウム講演論文集, pp91～95, 1986
- 8) 伊藤文雄・竹田直樹・亀村勝美：斜交トンネルが本線トンネルに与える影響, 第 17 回岩盤力学シンポジウム講演論文集, pp261～265, 1985
 - 9) Hocking, G : Stresses around tunnel intersections, Computer Methods in Tunnel Design (Ed. Ansony Burt) , The Institution of Civil Engineers, pp41～60, 1978
 - 10) Riley, W.F. : Stresses at tunnel intersections, PROC, Vol. 90, No. EM2, pp167～179, 1964
 - 11) Agarwal, R and Boshkov, S : Stress concentrations around horizontal circular tunnels, Experimental Mechanics, Vol. 8-10, pp474～478, 1968
 - 12) 兼重・川本・岡村：坑道断面形状に関する基礎的研究（第 1 報）, 九州鉱山学会誌 Vol. 25-8, pp7～16, 1957
 - 13) Hiramatu, Y and Oka, Y : Stress on the wall surface of levels with cross sections of various shapes, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., Vol. 1, pp199～216, 1964
 - 14) 山崎良一・今田 徹・山本 稔：トンネル交差部の応力集中について, 日本光弾性学会第 9 回研究発表講演会講演論文集, No. 9, pp33～36, 1987
 - 15) 山崎良一・今田 徹・安食稔也：トンネル交差部の応力集中について（Ⅱ）, 日本光弾性学会第 10 回研究発表講演会講演論文集, No. 10, pp19～22, 1988
 - 16) 山崎良一・今田 徹・山本 稔：トンネル交差部の応力集中について（Ⅲ）, 日本光弾性学会第 11 回研究発表講演会講演論文集, No. 11, pp31～34, 1989
 - 17) 今田 徹・山崎良一・西村和夫：光弾性実験によるトンネル交差部の応力性状, 土木学会論文集, Vol. 421/IV-13, pp155～163, 1990
 - 18) Jakub, Mand C. C. Mow : On the Effects on Source Proximity on the Dynamics Stress Around a Cylindrical Cavity, J. Appl. Mech., Vol. 34, pp359～364, June, 1967
 - 19) 伊藤一郎・佐々宏一：近接爆破に対する空洞の安全性の検討と設計・施工への応用 第 2 回岩の力学講演会, 現場における岩盤計測と設計・施工への応用, pp45～62, 1973
 - 20) 櫻井春輔・葛西俊一郎：近接発破によるトンネル覆工の動的挙動に関する理論的考察, 土木学会第 29 回年次学術講演会講演概要集, 第 3 部, pp410～411, 1974
 - 21) 久武勝保・櫻井春輔・伊藤文雄：既設トンネルの振動挙動に及ぼす近接発破の影響 土木学会第論文報告集, No332, pp67～74, 1983

- 22) 丹羽義次・小林昭一・松本忠幸：進行波に伴って発生するトンネル周辺の過渡応力状態，材料，Vol. 23, No. 248, pp34～49, 1974
- 23) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説，土木学会，1986
- 24) 西日本高速道路株式会社他：設計要領第3集トンネル編，1988
- 25) 羽田忠彦 他：わが国はじめてのめがねトンネル（1）-伊祖トンネルの計画と施工-，トンネルと地下，Vol. 6, No. 8, pp203～209, 1975
- 26) 羽田忠彦 他：わが国はじめてのめがねトンネル（2）-伊祖トンネルの計画と施工-，トンネルと地下，Vol. 6, No. 9, pp210～218, 1975
- 27) 春山 尚 他：パイプルーフによる4連めがねトンネル掘削-京葉道路・貝塚トンネル-，トンネルと地下，Vol. 10, No. 8, pp21～29, 1979
- 28) 春山 尚 他：パイプルーフによる4連めがねトンネルの計測-京葉道路・貝塚トンネル-，トンネルと地下，Vol. 11, No. 9, pp17～26, 1980
- 29) 大島重利 他：鷺羽山トンネルの施工（1）-鉄道トンネルの計測-，トンネルと地下，Vol. 15, No. 4, pp19～31, 1984
- 30) 長谷川 滋 他：鷺羽山トンネルの施工（2）-鉄道トンネルの計測結果-，トンネルと地下，Vol. 16, No. 10, pp7～14, 1985
- 31) 上田正弘 他：鷺羽山トンネルの施工（3）-道路トンネルの施工と計測結果-トンネルと地下，Vol. 18, No. 6, pp35～42, 1987
- 32) 真崎章一郎 他：近接段違い双設トンネルの施工-常磐自動車道小木津トンネル-トンネルと地下，Vol. 15, No. 12, pp7～15, 1984
- 33) 近内克夫 他：NATMによる眼鏡トンネルの施工-幹線隣港道路2号線小名浜港トンネル-，トンネルと地下，Vol. 16, No. 2, pp17～23, 1985
- 34) 新井克己 他：土砂地山での大断面メガネトンネル-阪神高速道路北神戸線井吹トンネル-，トンネルと地下，Vol. 16, No. 6, pp35～43, 1985
- 35) 藤波 督 他：真砂土にメガネトンネルをNATMで掘る-常磐自動車道十王トンネル-，トンネルと地下，Vol. 17, No. 11, pp45～56, 1986
- 36) 林田徳治 他：土砂山における土被りの薄い眼鏡トンネルの施工，第21回施工体験発表会要集，pp54～59, 1986
- 37) 平山嘉一 他：JR北陸本線直近に双設トンネルを掘る-北陸自動車道風波トンネル-，トンネルと地下，Vol. 19, No. 5, pp25～33, 1988

- 38) 佐々木陸士 他：鉄道トンネルに近接した国道トンネルの拡幅—一般国道 45 号松島トンネル—, トンネルと地下, Vol. 19, No. 10, pp35～40, 1988
- 39) 松川安溝 他：大断面双設トンネルを CD. NATM で掘る—多摩ニュータウン幹線南大沢トンネル—, トンネルと地下, Vol. 20, No. 10, pp7～16, 1989
- 40) 稲妻守雄 他：離れ 1m で供用トンネル間を都市 NATM で貫く—国道 16 号横須賀トンネル—, トンネルと地下, Vol. 20, No. 11, pp7～15, 1989
- 41) 本四公団：鷺羽山トンネルの発破振動影響調査報告書, 1985
- 42) 日本トンネル技術協会, NATM の計測指針に関する調査報告書, 1983
- 43) 前掲 42)
- 44) 萩原尊礼：物理探鉱法, 朝倉書店, 1951
- 45) 鈴木 光：岩盤の計測と解析, 土木工学社, pp85～86, 1982
- 46) 池田和彦：トンネルの岩盤強度分類, 鉄道技術研究年報, No. 695, 1969

第3章 代表的な近接トンネルの設計・施工事例

3. 1 序言

前章では近接トンネルの合理的な設計・施工法を確立するための主要な要件について示した。なかでもトンネル掘削に伴う周辺地山の挙動とゆるみおよびトンネル相互間の干渉の解明が中心課題であることを述べた。このような視点から、本論文では代表的な近接トンネルとして鷺羽山トンネルを取上げ、そこで得られた種々の現場計測結果をもとに近接トンネル掘削にともなう周辺地山の挙動を詳しく分析し、トンネル相互間の干渉について考察することにするが、まず本章では次章以降の具体的な考察の前提となる鷺羽山トンネルの概要について述べ、その特徴を明らかにする。なお、計画段階における種々の検討経緯についても詳しく述べることにするが、これはここで実施した検討過程および内容が今後の近接トンネルの計画や設計において大いに参考になると考えたためである。次いで、トンネルの設計諸元、施工法および現場計測の計画内容について示す。鷺羽山トンネルは双設トンネルを上下二段に重ねた構造となっており、上下の関係にも配慮しなければならない点において特徴的である。近接トンネルとしてのあらゆる課題を克服して設計・施工が行われ、供用が開始されて既に20年が経過したが特段の問題は生じていない。このことは当該トンネルの設計や施工の妥当性を証明していると考えることができ、アプローチの方法論も含めて今後、複雑な近接トンネルの合理的な設計・施工法を確立していくうえで寄与するところが大きいと考える。こうした観点および次章以降の考察となる前提条件を明確にしておくため、施工法や計測計画についても詳しく論じることにする。

3. 2 地形・地質¹⁾

3. 2. 1 地形

鷺羽山は岡山県南部にあって瀬戸内海に突き出た半島のほぼ先端に位置しており、東西方向約1.5km、南北方向約0.6kmの広がりをもつ標高137mの丘陵状の山である。稜線は蛇行しながらおおむね東西方向に延びており、山麓に沿って県道が走っているが、

その外周はすぐ瀬戸内海に没している。稜線の南北両斜面には小規模の浅い谷が点在し、とくに南側斜面一帯には大小の転石が露頭している。当該地区は瀬戸内海国立公園発祥の地となっており、瀬戸内海国立公園特別地域および名勝の指定を受けている。また、土砂流出防備保安林や鳥獣保護区の指定もあり、山中の自然研究路横には古墳や文化遺跡が点在し、埋蔵文化財の分布地としてもよく知られている。鷲羽山トンネルはこの鷲羽山の西麓を貫いて施工されたもので、本州四国連絡橋児島～坂出ルートの本州側最南端に位置している（写真-3.1, 3.2）。



写真-3.1 鷲羽山の俯瞰（南東方向から）



写真-3.2 鷲羽山の俯瞰（南から）

3. 2. 2 地質

図-3.1 は路線中心における地質縦断面を示したものである。一部の表土を除いてほとんどが火成岩で構成されている。その主な部分は広島型花こう岩（黒雲母花こう岩）であり、他に閃緑岩で代表される塩基性岩類の分布もみられる。また、これらの漸移部に相当する花こう閃緑岩の分布もみられる。花こう岩類と塩基性岩類の分布からみて花こう岩類が塩基性岩類を後から貫いて貫入したものと推定されるが、多様な接触形態を示しているため全体の地質構造は複雑なものとなっている。とくに、トンネル位置では南坑口の地質構成が複雑で岩種、風化の程度ともに錯綜している。また、北坑口側には塩基性岩類の分布が多くみられる。風化状況は花こう岩が地表付近および坑口部でマサ化しているものの深奥部では比較的新鮮堅硬な岩相を呈しているのに対し、塩基性岩類は全般に風化が進展しており、とくに捕獲岩状の部分にその傾向が著しい。

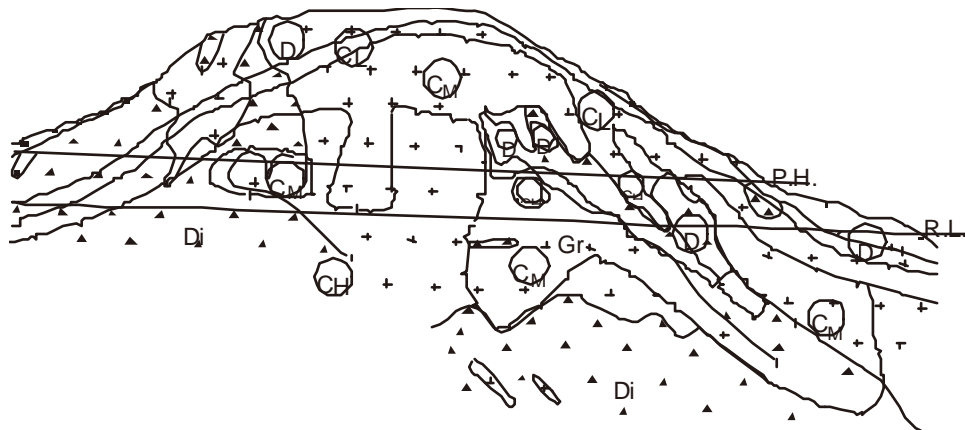


図-3.1 鷲羽山トンネル地質縦断面

次に、図-3.2 は道路トンネル直上に設けられた調査坑における割れ目頻度分布を示したものである。この図から最も支配的な割れ目は走行が NE 系 ($N40^{\circ} \sim 70^{\circ} E$) で傾斜がほぼ鉛直に近い ($76^{\circ} S \sim 垂直 \sim 88^{\circ} N$) ものであること、また北坑口付近では走行がほぼ東西方向で傾斜が北落ちの割れ目が比較的顕著であることが理解される。平均的な割れ目間隔は、花こう岩の C_L 級で概ね $2 \sim 10 \text{ cm}$ 、塩基性岩の C_L 級では $5 \sim 20 \text{ cm}$ 程度である。 C_H 、 C_M 級になるにしたがって割れ目の頻度は少なくなるが、極めて堅い岩盤においても開口幅 1 cm 程度のシャープな割れ目が存在し、緩傾斜の割れ目には流入粘土をかんでいる。全体的な傾向はトンネル軸に対して $N45^{\circ} \sim 90^{\circ} E$ の走行をもち、傾斜がほぼ鉛直の節理群が卓越しているといえる。しかし、水平に近い傾斜のものも多くみられ、全体的にはブロック状を呈しているといえる。また、中央部の新鮮堅硬な岩盤においても亀裂がかなり発達しており、トンネル延長を通じて節理や亀裂の多いことが当該地区における地質構造上の大きな特徴となっている。なお、地下水についてはその水面がトンネル計画レベルより常時下位にあり、トンネル切羽において地表よりの浸透水と思われる滴水がみられた程度である。

3. 2. 3 地山分類の基準

鷲羽山地区の風化状況等の肉眼判定にもとづく地山の分類は表-3.1 によった。この基準は旧本州四国連絡橋公団の基準であり、ほぼ田中の分類²⁾ に準拠するものである。

この基準は本州四国連絡橋児島～坂出ルートの海峡部の岩盤分類を意図して作成されたものである。鷲羽山トンネルでは岩石単体の1軸圧縮強度が2000kgf/cm²をこえるものもみられるが、地質の項で述べたとおり新鮮堅硬な岩盤においても亀裂が発達しており、この亀裂面にそって風化の進展がみられたため地山等級としてはC_H以下と判定した。

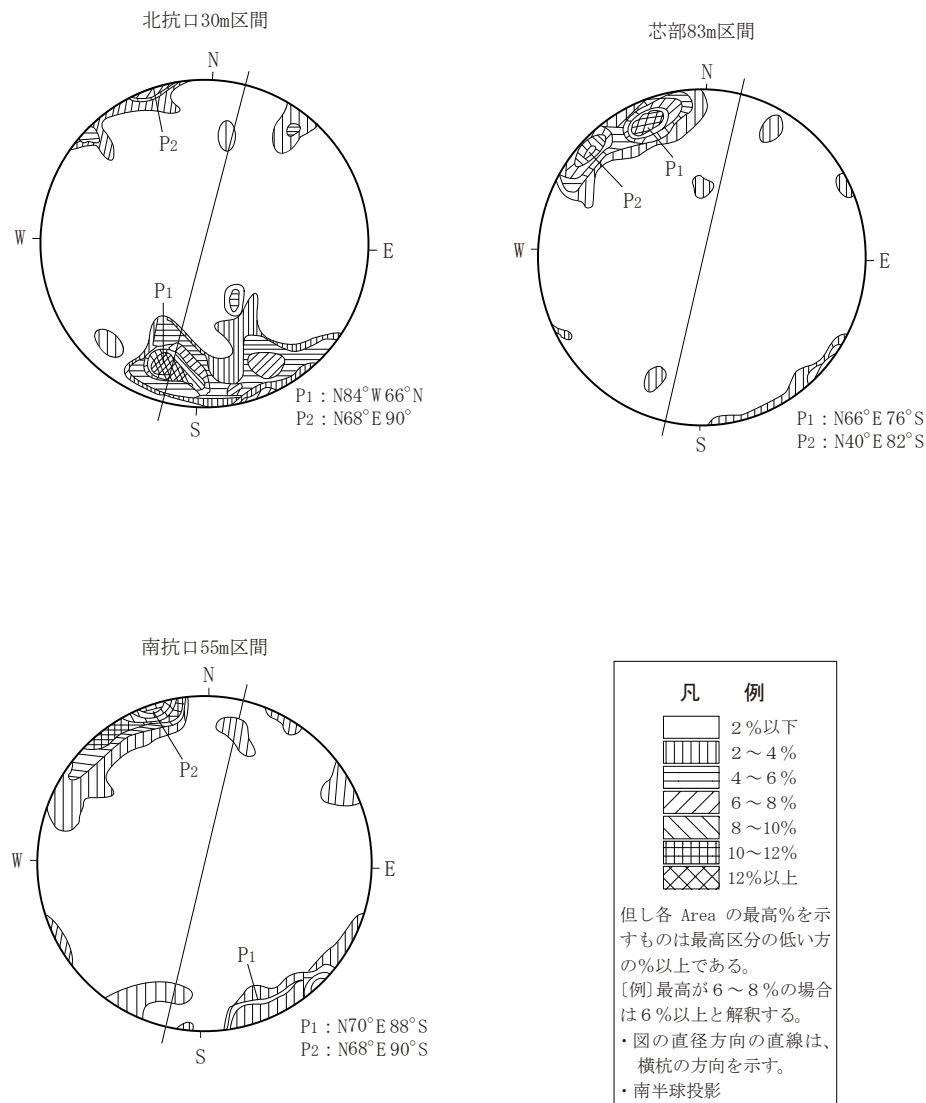


図-3.2 調査坑における割れ目頻度分布図（シュミットネット南半球投影）

3. 3 構造様式の選定 ^{3) -6)}

鷲羽山地区の本線通過工法としては当初オープンカット工法が予定されていた。これは図-3.3に示すとおり、道路、鉄道併用橋の長大吊橋（下津井瀬戸大橋）に直接接する鷲羽山地区では、平面、縦断線形ともに自由度がなく、海峡部の断面構成をこのまま陸上部にも受け入れざるをえないため、他の方式、例えばトンネル工法などでは技術的に非常に困難であるという判断にもとづくものであった。しかしながら、環境庁および文化庁により

表-3.1 岩盤区分基準表（肉眼判定による）

| | 強度 | | 不均一性 | ボーリングコア状況 | ボーリング掘削状況 | 色調 |
|----------------|-------------------------------|--|---|----------------|------------------------------|-------|
| | 硬軟 | 風化・変質 | 割れ目の状態 | | | |
| D | ハンマーの強打で鈍い音を発し用意に崩壊する | 完全にマサ状風化ごく稀に玉石状岩塊を残す 鉱物は結合力をうしなっている | 割れ目はほとんどみられないが、所によりわずかにもとの割れ目のあとがうかがえる場合もある | 粘土状、砂状垂角レキ状 | 掘り易い | 褐～黄褐 |
| C _L | ハンマーの強打で崩し易いが所により硬い岩塊を含む | 岩塊内部まで風化しているが、岩の形態を保つ | 割れ目はほとんど閉口し、割れ目沿いの粘土化、マサ化が進んでいる | 角レキ状岩片状部分的に粒砕状 | 掘り易いがコアづまりをおこし易い 1.5m/h以上 | 黄褐 |
| C _M | 岩塊内部は新鮮でなかなか割れにくい | 有色鉱物の周囲は褐色をおびている | 割れ目沿いは風化変質している粘土シームをしばしば挟む | 棒状長さ10～20cm | 最も掘り易い 1.5m/h以上 | 淡褐 |
| C _H | ハンマーで強打すると金属音を発し割れにくい | 概ね新鮮で、堅硬な岩盤 | 割れ目沿いに若干風化変質 | 棒状長さ20～30cm | 掘り易い 1.0m/h以上 | 淡褐～乳灰 |
| B | ハンマーで強打すると金属音を発しほとんど割ることができない | 全般に未風化の新鮮な岩盤 | 極く稀に割れ目沿いに微弱な風化またはヘアークラックがみられる | 棒状長さ30cm以上 | やや硬く掘りにくい | 乳灰～灰 |
| A | ハンマーで強打してもほとんど割ることができない | 未風化の堅硬な岩盤 | 割れ目の発達には稀で、密着している | | 0.5m/h以上 | 灰～青灰 |

景観上および周辺環境保全の見地から「鷲羽山地区のオープンカット部分については、技術的に不可能でないかぎり、トンネル工法により施工すること・・・」等の条件が付

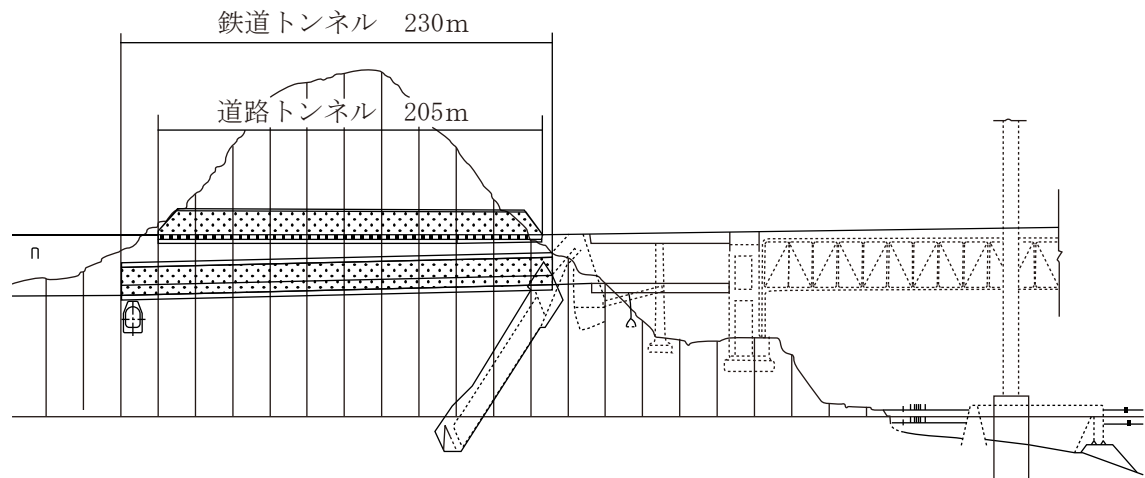


図-3.3 鷲羽山地区縦断面

されたことによりトンネル案の実行可能性について、より具体的な検討を実施する必要が生じた。そして、いくつかのトンネル案について力学的な検討や施工性についての検討を加えた結果、最終的には単一断面で掘削面積約 600m^2 の単断面案（図-3.4）および4断面で掘削面積約 400m^2 の複断面案（図-3.5）の二案が技術的に可能であろうとの結論を得た。さらに、この二案のいずれを採用するかを決定するために力学上、経済性その他の詳細な検討を実施した。以下では、この検討の内容について記述することとする。

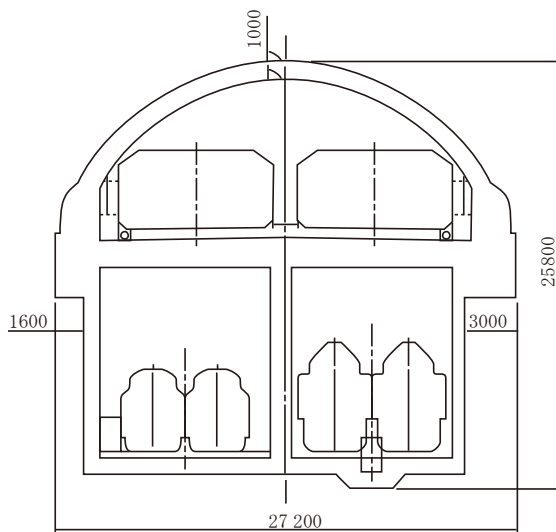


図-3.4 単断面案横断面

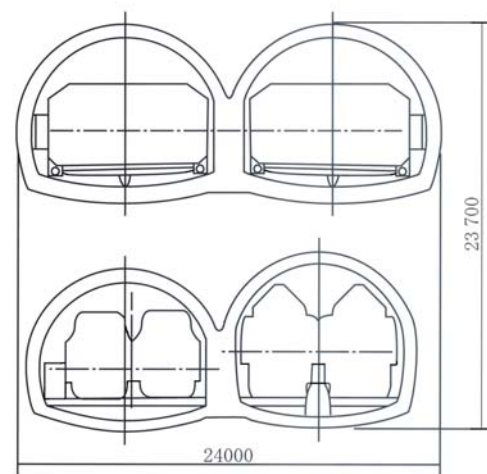


図-3.5 複断面案横断面

3. 3. 1 力学上の検討

力学上の検討の方法としては、従来から一般的に用いられる Terzaghi のゆるみ土圧⁷⁾にもとづくものや、有限要素法に代表される数値安定解析の方法がある。Terzaghi のゆるみ評価を鷲羽山トンネルに適用すれば岩盤状態は「普通程度に塊状で割れ目のあるもの」と判断され、「トンネル天端は永久的に地下水位以上にある」と考えられる。したがって、これから支保工に作用する土荷重は一応算定されるものの Terzaghi の評価基準が経験的要素にもとづくものであるから当該トンネルのように規模、形状が特殊であり、施工法として NATM を基本とするような場合に対して、この結果をそのまま受け入れることには問題がある。一方、有限要素法に代表されるような数値解析手法による安定解析は、適用の限界はあるものの入力データや解析上の仮定条件が十分吟味されておれば、極めて現象合理性に優れ、複雑なモデルにも対応しうるとともに、施工状態

の変化に対応した時系列的な解を求めうる点において鷺羽山トンネルの力学的な検討には最も適合した手法であると考えられる。有限要素法による安定解析には幾種類ものモデルが使われ、また開発されている⁸⁾。鷺羽山トンネルは前述したとおり亀裂が発達しており、この亀裂の存在がトンネルの安定に大きく影響を与えると思われることや、断面規模に比して土被りの薄いトンネルであることから、理論的には不連続体モデルによる解析や三次元解析を行うのが望ましいと考えられる。しかし、これらの解析方法はその現象合理性についての実証的な検証例が少ないことや、解析結果に力学モデル固有の個癖が入りやすいこと、また経費が高くつくことなど、今日の段階においてはまだ実地的な方法とは言い難い面もある。そこで、計画代替案の力学的な安定性に関する定性的な検討（予備検討）には単純で経費も安い二次元弾性 FEM 解析を、詳細な本検討には二次元粘弾塑性 FEM 解析（国鉄技研・NATMFEM^{9), 10)}）を用いることとした。

さて、表-3.2 は予備計算に用いた岩盤物性値を、表-3.3 は本計算に用いたものを示している。予備計算の計算ケースは基本的な情報を得ることを主目的として設定している。すなわち、地山の安定性については最も安全性を考えて、全断面一括の素掘りトンネルとして解析し、覆工応力についても同様の見地から段階掘削として覆工応力の履歴を求めた。さらに、亀裂をもつ岩盤の挙動を連続体モデルでは表現できないため、最も厳しい状態を想定し、全ての岩盤を D 級岩盤とした場合についても解析した。その結果をまとめれば次のようである。

- ① 地山を大きくゆるませなければ、単断面、複断面とも地山のせん断安全率は、1.0 以上で安定である
- ② 地山を大きくゆるませると（すべて D 級岩盤に相当）、せん断安全率が 1.0 以下の領域がトンネルの側方や中間岩盤（複断面案の上部トンネルと下部トンネルの間に残される岩盤）に発生する

表-3.2 予備計算に用いた岩盤物性値

| 岩盤区分 | | D | C _L | C _M | C _H | コンクリート |
|-------|-------------------------------|-------|----------------|----------------|----------------|-------------|
| 定数項目 | | | | | | |
| 単位体積重 | γ (tf/m ³) | 1.9 | 2.2 | 2.4 | 2.5 | 2.4 |
| 変形係数 | D (tf/m ²) | 25000 | 50000 | 100000 | 200000 | 2500000 |
| 粘着力 | C (tf/m ²) | 17.5 | 40 | 60 | 90 | — |
| 内部摩擦角 | ϕ (deg) | 31 | 35 | 37.5 | 40 | — |
| ポアソン比 | ν | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.167(=1/6) |

表-3.3 本計算に用いた岩盤物性値

| 定数項目 | | | | | 岩盤区分 | D | C _L | C _M | C _H |
|--------------|-----------------|--|--|--|-------------------------------------|-------|----------------|----------------|----------------|
| 単 位 体 積 重 量 | | | | | γ (tf/m ³) | 2.2 | 2.4 | 2.5 | 2.6 |
| 破 壊 条 件 | 粘 着 力 | | | | C (tf/m ²) | 40 | 80 | 190 | 270 |
| | 内 部 摩 擦 角 | | | | ϕ (deg) | 40 | 40 | 45 | 50 |
| | 引 張 り 強 度 | | | | σ_1 (tf/m ²) | 5 | 10 | 20 | 30 |
| 変 形 条 件 | 初 期 変 形 係 数 | | | | D ₀ (tf/m ²) | 25000 | 50000 | 100000 | 500000 |
| | 破 壊 時 変 形 係 数 | | | | D ₁ (tf/m ²) | 12500 | 10000 | 10000 | 25000 |
| | 初 期 ポ ア ソ ン 比 | | | | ν_0 | 0.04 | 0.35 | 0.3 | 0.25 |
| | 破 壊 時 ポ ア ソ ン 比 | | | | ν_1 | 0.48 | 0.47 | 0.46 | 0.45 |
| | 補 助 パ ラ メ ー タ | | | | n | 1.4 | 1.6 | 1.8 | 2.0 |
| 粘 性 条 件 | ク リ ー プ 係 数 | | | | α_1 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | " | | | | β_2 | - | - | - | - |
| 切羽の進行を考慮する条件 | ク リ ー プ 係 数 | | | | α_1 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| | クリープ係数(単断面案) | | | | β_2 | 0.03 | 0.03 | 0.03 | 0.03 |
| | クリープ係数(複断面案) | | | | β_2 | 0.06 | 0.06 | 0.06 | 0.06 |

- ③ 引張り応力は、単断面案では、アーチ部、アーチ脚部下方、踏前部に発生し、複断面案では道路トンネル上部、中間岩盤、鉄道トンネル踏前部に発生しているが、応力度自体は小さい
- ④ 単断面案と複断面案を比較すれば、トンネル周辺岩盤の安定および覆工応力度において両者に顕著な差は認められない

さらに、本計算として二次元粘弾塑性解析により掘削や覆工作業の過程を逐次トレースして地山の応力、変形および支保メンバーの応力度の経時変化を求めた。図-3.6、図-3.7 に単断面案および複断面案の要素分割を示す。鷺羽山トンネルの力学的安定性を評価するための重要かつ支配的要素についての計算結果は表-3.4 のとおりである。この表にもとづいて単断面案と複断面案を比較すれば「覆工コンクリート応力以外は両者に大きな差異はなく、覆工コンクリートを鉄筋コンクリート構造とすれば、両案ともほぼ同等の力学的な安定性を有しており、慎重な施工と十分な補強を行えば、いずれも実行可能である」と判断した。

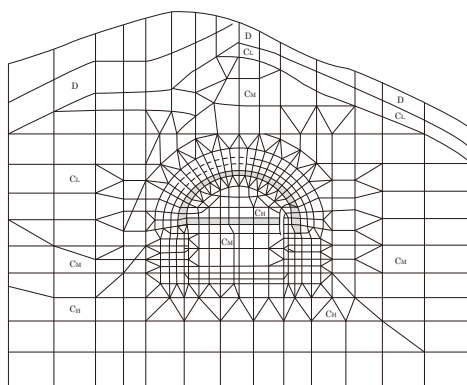


図-3.6 単断面案要素分割

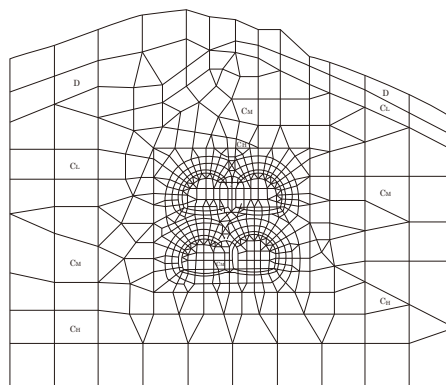


図-3.7 複断面案要素分割

表-3.4 二次元弾塑性解析結果

| 項目 | | 断面案 | 単断面案 | 複断面案 |
|-----------|----------------------|------------------------|-------------|--------------|
| 地山内最大圧縮応力 | (tf/m ²) | | 496(451) | 542(426) |
| 地山内最大引張応力 | (tf/m ²) | | 42(42) | 46(9) |
| 最大垂直方向変位 | (cm) | | 1.4 | 1.1 |
| 最大水平方向変位 | (cm) | | 0.4 | 0.6 |
| 最大地表沈下 | (cm) | | 0.8 | 0.5 |
| 支保工等 | 吹付けコンクリート | (kgf/cm ²) | -36.1~+85.3 | -11.6~+100.3 |
| | ロックボルト | (tf/本) | -4.9~+0.0 | -7.5~+6.1 |
| | 覆工コンクリート | (kgf/cm ²) | -3.4~+10.3 | -34.0~+46.0 |

注:()内は最終的に残る地山内での最大応力

3. 3. 2 施工上の検討

施工上の検討は単断面案、複断面案とも標準部と坑口部に分けられるが、坑口部については両者ともパイプルーフ、注入などの岩盤補強のための補助工法の採用が不可欠と考えられた。また、複断面案の場合には施工実績がなく過去の経験的要素からだけでは予測しえない事態の発生することも危惧された。一方、標準部については、両案とも地山の変位量を最小限に抑えるよう慎重に施工することが必要であり、事前解析を補完する意味で計測を実施し、その結果を迅速に施工に反映することが安全確保の鍵を握るものと考えられた。このように、施工の容易さにおいては両案ともそれぞれに固有の難しさを含んでおり、はっきりした優劣をつけることは難しい。しかしながら、両案ともに技術的な課題を多く含んでいるため、不足の事態の発生する確率は一般の場合に比べてはるかに高いものと推定され、このような場合には不測の事態に対する対処のし易さが

施工上の優劣を決定するための極めて重要な要素となる。すなわち、不測の事態を想定した場合には、単断面案の場合には大量の資機材を迅速に運用しなければならないという現実的には非常に困難な対応を強いられるのに対して、複断面案の場合は個々のトンネルと同じ程度のものであり、概ねこれまでの経験の範囲内で対応が可能であると考えられる。このような見地から施工面においては複断面案が有利であると判断した。

3. 3. 3 経済性その他の検討

概算施工数量にもとづいて算出した施工費は、単断面案を 100 としたとき、複断面案は 84 であり、後者の方が経済的であると思われる。この内訳は複断面案のほうが掘削土量が少ないことに起因して特に掘削関連費用（掘削、ロックボルト、吹付けコンクリート）において有利なことが大きく寄与している。このほか、維持管理の容易さ、景観、周辺地域への振動、騒音の問題なども比較検討すべき重要な要因であったが、いずれもこの両案の間に断面を決定するほどの決定的な差は認められなかった。

3. 3. 4 総合評価

3. 3. 1～3. 3. 3 の検討結果をまとめれば、次のように結論される。すなわち、「鷲羽山トンネルは単断面案、複断面案ともに施工可能であり、両者に長所、短所のあるものの未経験の要素の多いトンネルとなるため、不測の事態に対する対応の容易さや、過去の経験的要素の統合だけで対処しうる範囲の広さが施工の安全、確実さを評価するための一つの大きな指標になると考えられ、この点において有利な複断面案を採用することにした。

3. 4 標準設計と支保パターン

3. 4. 1 鉄道トンネル

鉄道トンネルの標準設計と支保パターンは坑口部と中央部に大別される。これは主として掘削工法の相違にもとづくものであり、坑口部は側壁導坑先進工法、中央部は上部

半断面先進ロングベンチカット工法である。図-3.8、図-3.9 にそれぞれ坑口部および中央部の支保パターンを示す。また、表-3.5 に標準設計パターンを示す。二次覆工コンクリートは道路トンネル掘削の影響を受けることを予想して坑口部、中央部ともD-19（異形棒鋼φ19mm）を20cmピッチで配して複鉄筋断面とした。二次覆工コンクリートの設計基準強度は $180\text{kgf}/\text{cm}^2$ である。なお、坑口部および中央部の施工延長は東西両トンネルとも同一で、北坑口部40m、中央部155m、南坑口部35mである。

南北両坑口付近は地質が悪く、地層が入り組んでいるうえに土被りが薄いため、補助工法を用いて地山の安定を図ることにした。すなわち、南北両坑口部とも注入とパイプルーフを施工した。注入、パイプルーフとも施工延長は原則として坑口部の施工延長に等しくしたが、西側トンネル南坑口部のパイプルーフは地質の状況から判断して23mと幾分長くした。

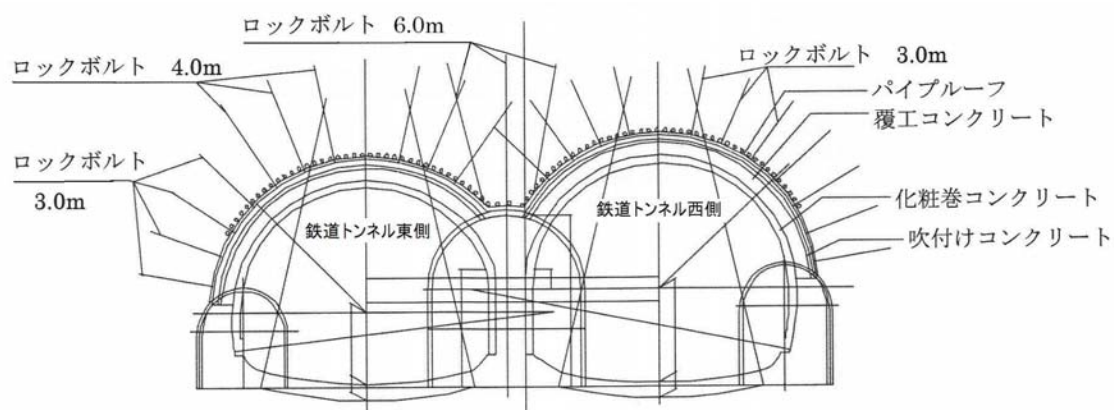


図-3.8 鉄道トンネル坑口部支保パターン

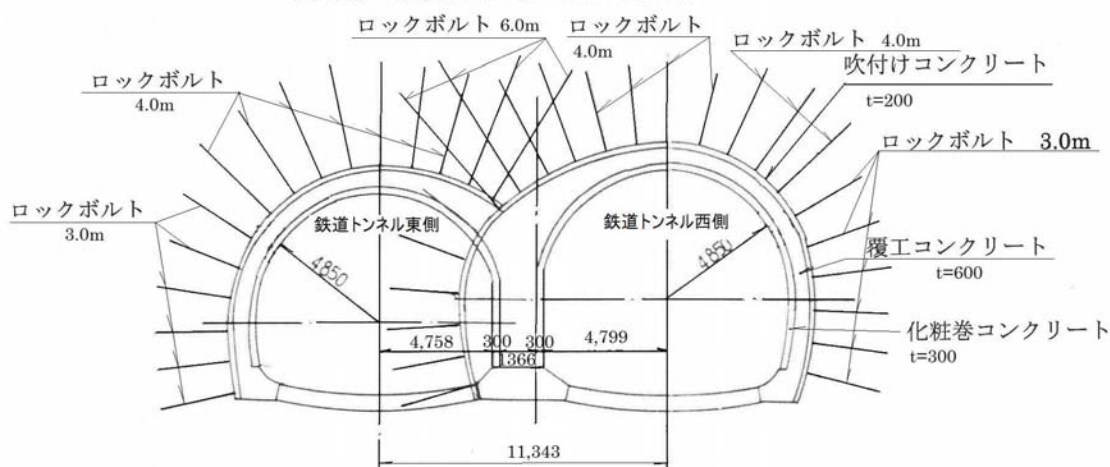


図-3.9 鉄道トンネル中央部支保パターン

表-3.5 鉄道トンネル標準設計パターン

| 断 面 区 分 | | パ タ ー ン | 進 行 (m) | ロックボルト | | | 鋼 製 支保工 | 吹 付 け 厚 (cm) | 覆 工 厚 (cm) | 余 掘 り (cm) | |
|-------------------------|------|------------------|-------------------|-------------------|---------|----------|-------------------|--------------------------|---------------------|---------------------|-------------------|
| | | | | 長 さ (m) | 間 隔 (m) | | | | | | 本 数 (本) |
| | | | | | 周 方向 | 延長 方向 | | | | | |
| サイ ロ ット 区 間 | 中央導坑 | C | 1.2 | 2 6 | 0.75 | 1.2 | (10) 3 | H-125 | 15 | － | 15 |
| | | D | 1 | 2 6 | 0.75 | 1 | (10) 3 | H-125 | 15 | － | 15 |
| | 側壁導坑 | C | 1.2 | 2 | 1.5 | 1.2 | 7 | H-125 | 15 | － | 10 外周の |
| | | D | 1 | 2 | 1.5 | 1 | 7 | H-125 | 15 | － | 10 外周の |
| | 本 坑 | C | 1 | 3 4 | 1.2 | 1 | 16 7 | H-200 | 20 | 60 | 10 |
| | | D | 0.75 | 3 4 | 1.2 | 0.75 | 16 7 | H-200 | 20 | 60 | 10 |
| N A T M 区 間 | | B | 1.2 | 3～6 | 1.2 | 1.2 | 38 (6) 上半のみ | H-150 上半のみ | 20 | 60 | 15 |
| | | C | 1 | 3～6 | 1.2 | 1 | 38 (6) 上半のみ | H-150 上半のみ | 20 | 60 | 15 |
| | | D | 0.75 | 3～6 | 1.2 | 0.75 | 38 (6) | H-150 | 20 | 60 | 15 |

注) ・進行は側壁導坑が全断面, その他は上半である。
・覆工は鉄筋コンクリートである。
・ロックボルト本数の()内は仮設本数である。

3. 4. 2 道路トンネル

道路トンネルの掘削工法は,

- ① 隔壁直上部に調査坑 (約 1.8m×2.0m=3.6m²) があり, コンクリートで埋戻されているが, 地山の悪い部分は木製支保が撤去されておらず, 施工後かなりの時間が経過しているため, この周囲のゆるみが進展拡大しているおそれがある
- ② 土被りが最大でも 30m と浅く, トンネル全延長にわたって風化の進展しているおそれがある

ことから慎重を期して全線三線導坑方式とした。したがって, 坑口部, 中央部とも標準支保パターンはほぼ共通である。ここでは中央部のものを図-3.10 に示しておく。また, 表-3.6 には標準設計パターンを示す。吹付けコンクリート厚, 二次覆工コンクリート厚ともに基本的には鉄道部と同一であるが, 二次覆工インバート部のみは支持岩盤である中間岩盤の物性劣化を考慮して 80cm の巻厚とした。しかし, 応力的には鉄道部よりも負担が軽くなると考え, D-19 を 20cm ピッチで覆工内側にのみ配した単鉄筋断面構造とした。なお, 吹付けコンクリート, 二次覆工コンクリートとも設計基準強度は鉄道トンネルと同様で, それぞれ 210kgf/cm² および 180kgf/cm² である。

3. 5 トンネルの施工法

3. 5. 1 全体工程

表-3.7 に全体工程（実績）を示す．この表からも明らかなように工事の大きな流れは下部の鉄道トンネルを施工し，中間岩盤（鉄道トンネルと道路トンネルの間に残される岩盤）の注入による補強を行ったあと，上部道路トンネルの施工を行った．それぞれの上下の双設トンネルでは西側を先行して掘削することにしたが，これは地山の比較的良好な新幹線断面（西側トンネル）から掘削し，後続トンネルに与える影響をできるだけ低減しようと考えたためである．施工順序に関する基本的な考え方は一本ずつトンネルを順次完成させていくこととし，具体的には隣接する先行トンネルの二次覆工コンクリートを打設してから28日以上経過して，覆工コンクリートの強度が十分発現したあとで，後続トンネルの掘削を行うこととした．したがって，200m 余のトンネルの工期としては異例に長く，鉄道トンネルに2年余，道路トンネルに3年弱，都合約5年を要した．

表-3.7 全体工程（実績）

| 年 月 | | 56 | | | | 57 | | | | 58 | | | | 59 | | | | 60 | | | | 61 | | | | 62 | | | | 摘 要 |
|-------------|---------|----|----|--|--|----|---|---|----|----|---|---|----|----|---|---|----|----|---|---|----|----|---|---|----|----|---|---|--|-------|
| 工 種 | | 9 | 12 | | | 3 | 6 | 9 | 12 | 3 | 6 | 9 | 12 | 3 | 6 | 9 | 12 | 3 | 6 | 9 | 12 | 3 | 6 | 9 | 12 | 3 | 6 | 9 | | |
| 調査導坑埋戻し | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 運搬用坑道拡巾 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 連絡横坑掘削 | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 鉄 道 トンネル | パイプラーフ工 | | | | | ■ | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | ク'ラウト工 | | | | | ■ | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 掘 削 工 | | | | | ■ | | | | ■ | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | 東西2本分 |
| | 覆 工 | | | | | | | | | ■ | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 中 間 岩 盤 補 強 | | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 道 路 トンネル | パイプラーフ工 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | 南北坑口部 |
| | ク'ラウト工 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 押え盛土工 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 掘 削 工 | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | ■ | | | | | | | | | | | | 東西2本分 |
| | 覆 工 | | | | | | | | | | | | | | | | | ■ | | | | | | | | | | | | 坑門工含む |

3. 5. 2 鉄道トンネルの施工

(1) 施工順序

図-3.11 および図-3.12 に中央部および坑口部の加背割と施工順序を示す. いずれにおいても東側トンネル掘削断面内に生じる中央隔壁コンクリートとの間の空隙はエアモルタルで充填した.

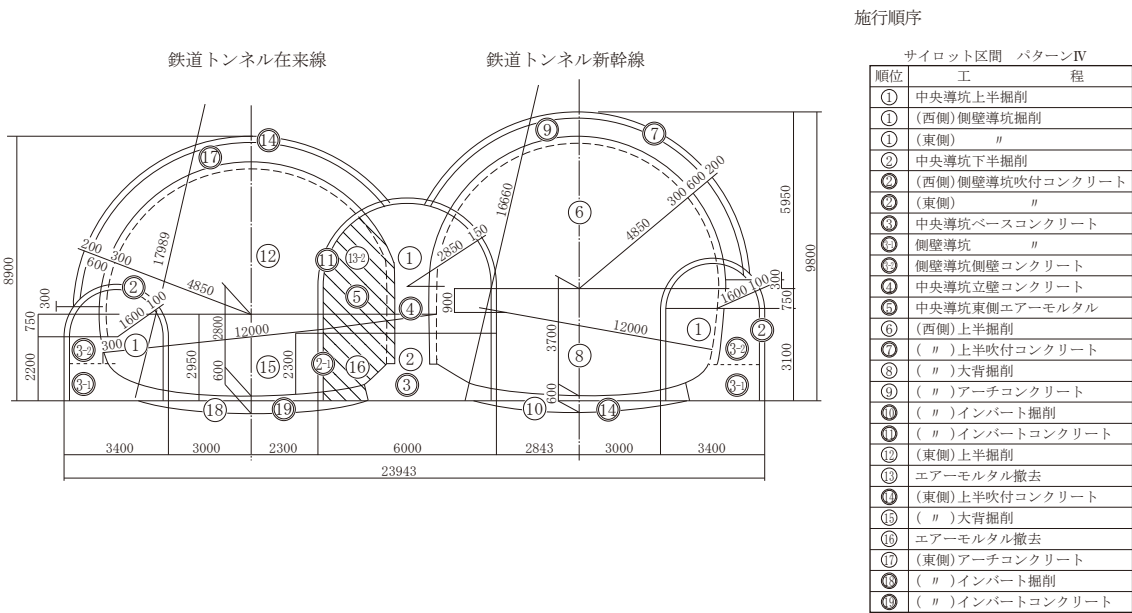


図-3.11 鉄道トンネル坑口部の加背割と施工順序

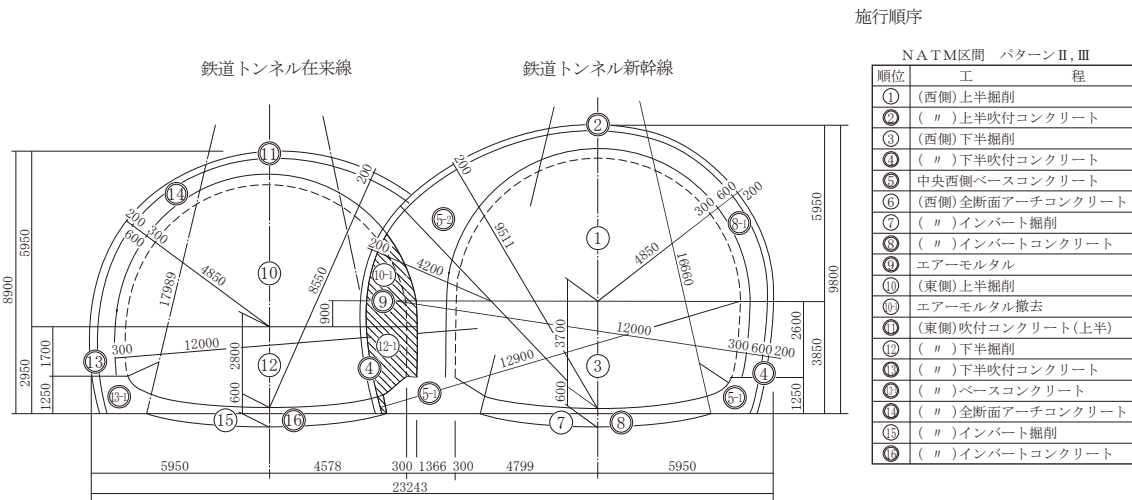


図-3.12 鉄道トンネル中央部の加背割と施工順序

(2) 施工方法

a. 掘削

掘削工法は既述のとおり、坑口部が側壁導坑先進工法、中央部が上部判断面先進ロングベンチカット工法である。中央部の上半切羽と下半切羽の離れを 40m とした。掘削方式は両坑口部を機械掘削とし、他の区間はすべて発破掘削とした。発破は最大 20 段までの段発発破とし、DS 電気雷管を用いた。上半の発破は余掘りの削減や地山の損傷を抑えるためスームブラスティング工法を採用した。また、在来線掘削時には中央隔壁コンクリートへの影響を考慮して新幹線側払い孔を CCR（低爆速火薬）およびブレーカによる掘削とした。下半の掘削は上半への通路を確保するため半断面ずつ交互に掘削した。インバート掘削は下半切羽からさらに 40m 程度後で施工したが、できるだけ薬量を少なくし基岩盤を傷めないよう配慮した。コンクリート打設時にはブレーカ等で上層部の不良岩盤を除去し新鮮な岩盤を露頭させたうえでコンクリートを打設した。

坑口部の導坑掘削については東西の導坑は全断面掘削で、中央導坑はやや断面が大きいために上下半に分割して掘削した。

b. ずり出し

ずり出しは 2.1m³級トラクターショベルにて 11ton ダンプトラックに積み込み、そのまま坑外のずり捨場まで輸送した。

c. 吹付けコンクリート、支保工建込み

吹付けコンクリートは発破、ずり出し終了後速やかに実施したが、設計吹付け厚が 20cm と厚いため、一次吹付けとして 5cm～7cm 程度吹付けたあと、支保工を建込み、ロックボルトを打設したあと 3 回に分けて施工した。したがって、20cm の吹付けコンクリートとして仕上がるまでには切羽通過後かなりの日数を要するという状況であった。

d. ロックボルト

ロックボルトは TD-24（ツイストボルト）を使用し、先端定着方式と全面接着方式を使用した。即ちロックボルト孔を削孔した後、孔先端に急結用カプセルを挿入し、その後モルタルを充填したが、ロックボルトにプレストレスは導入していない。また、西側（新幹線）トンネルから東側（在来線）トンネル掘削断面内に打設するロックボルトはせん断の容易な FRP（グラスファイバー）製を用いた。因みに TD-24 の降伏強度は 26.7tonf／本、FRP 製ボルトは 12tonf／本である。また、引抜き耐力はいずれも打設後 10 時間で 10tonf／本以上を確認した。

3. 5. 3 道路トンネルの施工

(1) 施工順序

図-3.13 に加背部と施工順序を示す. 3 本の導坑は並行作業が可能なように図-3.14 に示す箇所において連絡坑で結ばれている. 東側側壁導坑は並行作業時に各導坑や西側上半のずり搬出用作業坑として利用するため西側導坑より約 5m^2 大きな断面となっている. 道路トンネルの施工では中央隔壁コンクリート打設を最優先し, 天端部調査坑周辺のゆるみを極力防止するよう努めた.

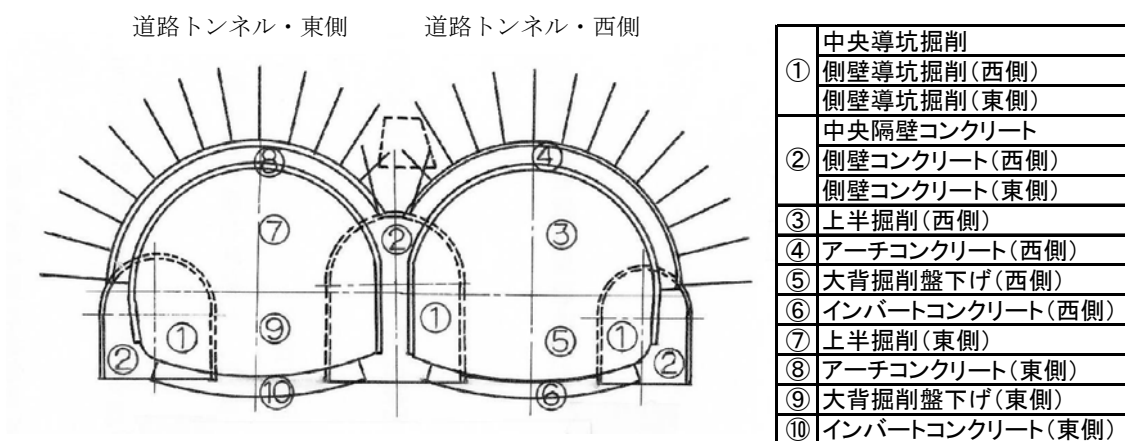


図-3.13 道路トンネルの加背割と施工順序

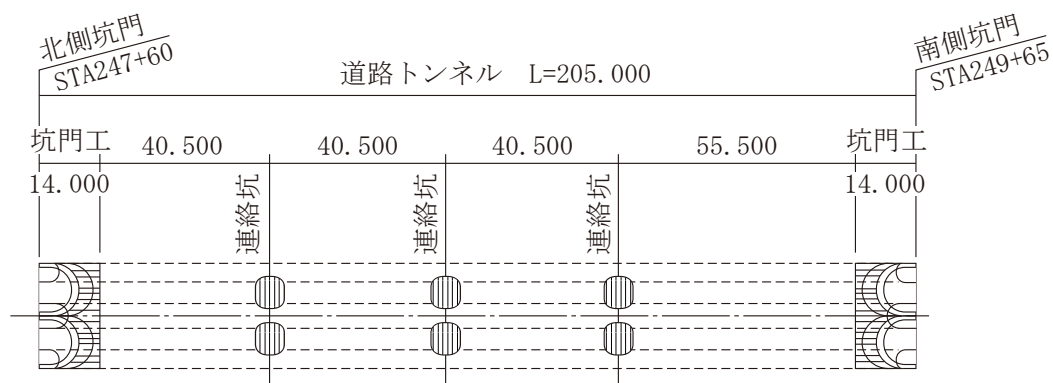


図-3.14 連絡坑位置

(2) 施工方法

a. 掘削

掘削方式は両坑口部数mを機械掘削とし、他の区間はすべて発破掘削とした。削孔は全油圧式クローラジャンボを使用し、発破はDS電気雷管による段発発破とした。鉄道トンネルと同様、余掘りの削減や発破による地山の損傷を極力抑える目的でスムーズブラスティング工法を採用した。とくにインバート掘削は中間岩盤に対する影響を考慮して油圧ブレーカと油圧ショベルによる機械掘削および発破掘削によった。

b. ずり出し

ずり出しは2.1m³級トラクターショベルと11tonダンプトラックの組合せとした。

c. 吹付けコンクリート、支保工建込み

ずり出し終了後一次吹付けとして5cm～7cmの吹付けを行い、このあと支保工を建込んだ。さらに、3回程度の吹付けを行い、設計吹付け厚(20cm)を確保した。なお、連絡坑部分はゆるみを考えてスチールファイバー入り(SFRC)とした。

d. ロックボルト

ロックボルトは鉄道トンネルの結果を加味して異形棒鋼(SD-35, φ25)を中心に用いたが、中央導坑天端部で4m以上のもの(STA246+60～STA249+60)についてはツイストボルト(TD-24)を用いた。また、鉄道トンネル同様、将来掘削される断面へ打設するロックボルトについては掘削、撤去の容易さを考えてFRP製とした。定着方式や引抜き強度に対する管理方法および基準はすべて鉄道トンネルと同じである。なお、スチールボルトにはベアリングプレートを用いたが、プレストレスは導入していない。

3. 6 現場計測の計画

3. 6. 1 計測の目的

鷲羽山トンネルは既に述べたとおり二段双設という極めて特殊な構造様式を有している。このトンネルの規模は個々についてみれば従来施工された鉄道トンネルあるいは道路トンネルの規模と大差はないものの、二段双設というかつて経験したことのない断面構成とそれに起因する施工過程の複雑さのために過去の経験的要素の統合だけでは施工の安全性や経済性の確保が十分行えないと判断された。そこで、設計にあたっては

一般のトンネルと比較してはるかに緻密で広範囲に及ぶ事前解析を実施することにし、具体的には有限要素法を用いて設計の合理性や施工の安全性についての事前評価を入念に行った。最近の有限要素法に代表される数値解析法の岩盤工学への適用技術の発展はこうした特殊トンネルの設計や施工における問題点を明らかにするうえで極めて効果的である。しかし、一方では解析の入力データ、例えば岩盤物性や初期応力などの設定やモデル化のための仮定における誤差等に起因する問題は依然存在し、事前解析における限界として認識せざるを得ない状況にある。このことは換言すれば「予測の信頼性がまだ十分でない」ことを示すものである。とくに、複雑な断面構成を有するトンネル群の掘削については、トンネル相互間の干渉や発破あるいは掘削にともなうゆるみの形成およびその影響などのメカニズムが十分に解明されておらず、これらは事前解析においても大胆な仮定のもとに処理されるか、あるいは全く考慮されずに解析され、その結果に適当な工学的評価を加えて補足する方法がとられている。そして、さらに実際の岩盤には多くの不規則な亀裂が存在するという事実がこれらの数値解析結果の評価をより一層複雑で微妙なものにしている。

このような結果、多くの場合予測と実際の間には「ズレ」が生じることになる。そして、鷺羽山トンネルでは上述したような特別の理由から考えて、この「ズレ」の発生する確率は非常に高いものと予想した。そこでこうした「ズレ」の発生はむしろ当然のことという認識のうえに立ち、これを積極的に解析の中に取り入れ、より正しい初期応力や地山の弾性係数といった解析の入力パラメータを同定する方法、例えば櫻井らの開発した直接逆解析法（DBAP）¹¹⁾を利用することにした。ここでは「ズレ」の認識がシステムの基幹となっていることは明らかであり、これはすべて実際の現象の定量的把握によってのみ可能である。即ち、ここに鷺羽山トンネルにおける計測の重要性と主要な目的の一つがある。また、二段双設という超近接トンネル群の掘削にともなうトンネル相互間の干渉やゆるみの形成及びその影響などのメカニズムについて十分に解明されていないことについては既に述べたとおりであるが、トンネル構造物間の影響や周辺地山の挙動を実際に計測し、その結果を分析することによって、これらのメカニズムの解明が可能になるのではないかと考えた。さらに、中間岩盤については上下二段という断面構成を特徴づける領域であり、しかもその厚さが 2.1m～6.0m と極めて薄いことから、この部分の取扱いの巧拙は工事全体の成否にとって支配的な要因になると考え、この領域のゆるみや挙動については特に念入りに調査・計測することにした。

以上は鷲羽山トンネルにおける計測の目的のうち特徴的なものについて記述したが、これら以外にも各支保部材の効果を知ることや、構造物としてのトンネルの安全性を確認するといった NATM における計測の一般的な目的¹²⁾を有していることは明らかである。

3. 6. 2 計測項目

計測項目は前項で述べた計測の目的を確実にかつ効率的に達成できるものを選定した。表-3.8 に選定した計測項目を目的別に示す。ここで、③の計測は二次覆工の完了した先行トンネルの坑内で行うものであって、具体的には鉄道東側トンネル掘削時に鉄道トンネル西側で、道路トンネル掘削時に鉄道両トンネルで、また道路トンネル東側掘削時に道路トンネル西側で行うものである。NATM の坑内の計測指針に関する調査研究報告書¹³⁾に従えば、吹付

表-3.8 目的別計測項目一覧

| 番号 | 計測目的 | 計測項目 |
|----|--|---|
| ① | トンネル周辺地山の安定度を判断し、トンネル掘削の安全性を確保するとともに、経済性の向上をはかる。 | 内空変位測定、トンネル天端沈下量測定、地中変位(坑内)測定、吹付けコンクリート応力測定、吹付けコンクリート面の目視・観察、地表面沈下測定、ロックボルト軸力測定 |
| ② | 先に掘削するトンネルの地山に対する影響の程度、範囲を判断し、後続するトンネル掘削のための資料とする。 | 地表面沈下測定、地中変位(坑外)測定、坑内弾性波測定、両坑口付近斜面動態測定 |
| ③ | 後続するトンネルの掘削による先に掘削したトンネルへの影響を判断し、必要な措置を行うための資料とする | 内空変位測定、トンネル天端沈下量測定、地中変位(坑内)測定、覆工(鉄筋)応力測定、覆工(コンクリート)応力測定 |
| ④ | 解析の精度向上のための入力データとして使用する | 内空変位測定、トンネル天端沈下量測定、地中変位(坑内)測定、地中変位(坑外)測定 |

けコンクリート面の目視、観察、内空変位測定、天端沈下測定は計測 A (日常の施工管理のために必ず実施すべき計測項目) に属するものであり、その他はすべて計測 B (地山条件に応じ、計測 A に追加して選定する計測項目) である。ここでは計測 B の項目が非常に多くなっている。これらの計測項目は鉄道トンネルと道路トンネルで概ね共通しているが、トンネル別に計測項目を示せば、表-3.9 のとおりである。ここで吹付けコンクリート応力測定については、鉄道トンネルでの計測結果から吹付けコンクリートの支保効果が卓越しているのではないかと推定し、これを確認するために道路トンネルにおいて新たに追加した。一方、覆工(コンクリート)応力測定については、その主たる目的が中間岩盤補強工の注入が鉄道トンネル二次覆工に与える影響を監視することにあつたため、道路トンネルではこれを削除した。

鷲羽山トンネルでは

4本のトンネルを極めて接近して掘削するため、個々のトンネルの周辺地山の挙動だけでなく、4本のトンネルを包絡するような周辺地山全体の挙動を把握することや、全掘削過程を通じて連続的に地山の挙動を把握することが周辺地山およびトンネル構造物自体の安定性評価のために重要である

表-3.9 トンネル別計測項目一覧

| 計測項目 | 掘削するトンネル | 鉄道トンネル | | 道路トンネル | |
|------|----------------|--------|--------|--------|--------|
| | 計測するトンネル | 鉄道トンネル | 鉄道トンネル | 道路トンネル | 道路トンネル |
| 坑内 | 内 空 変 位 測 定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | トンネル天端沈下量測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | ロックボルト軸力測定 | ○ | × | ○ | ○ |
| | 地 中 変 位（坑内）測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 吹付けコンクリート応力測定 | × | × | ○ | ○ |
| | 覆工（コンクリート）応力測定 | ○ | ○ | × | × |
| | 覆工（鉄筋）応力測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| 坑外 | 両坑口付近斜面動態測定 | × | ○ | ○ | ○ |
| | 地中変位（坑外）1成分測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 地中変位（坑外）2成分測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 地中変位（坑外）3成分測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 地中変位（坑外）1成分B測定 | ○ | ○ | ○ | ○ |
| | 地 表 沈 下 測 定 | ○ | ○ | ○ | ○ |

との観点から、坑外からの地中変位測定を多用することとした。なお、地中変位（坑外）3成分測定は日本では鷲羽山トンネルが初めての適用現場である。

3. 6. 3 計測断面位置

(1) 鉄道トンネル掘削時の計測断面位置

図-3.15 に鉄道トンネル掘削時の計測断面位置を示す。計測断面位置の間隔は 30m～40m を基本としたが、運搬用坑道からの横坑が本坑にとりつく部分には計測断面（STA248+10）を追加した。STA247+90，STA248+60，STA249+30 を主計測断面とし、従計測断面の計測項目にロックボルト軸力測定と坑外からの地中変位測定を追加した。

(2) 道路トンネル掘削時の計測断面位置

図-3.16 に道路トンネル掘削時の計測断面位置を示す。道路トンネルの計測断面位置はできるかぎり鉄道トンネルの計測断面位置と一致させ、計測結果につながりのあるよう配慮した。しかし、主計測断面のうち STA249+30 だけは連絡横坑の関係から内空変位測定と天端沈下測定のみとし、10m 起点側（北側）へ移動した STA249+20 の断面を主計測断面とした。なお、道路トンネルは全体に土被りが浅く、調査横坑なども存在するこ

とから、特に周辺地山の挙動を詳細かつ総合的に把握することが必要と考え、STA249+30以外の断面はすべて主計測断面とした。

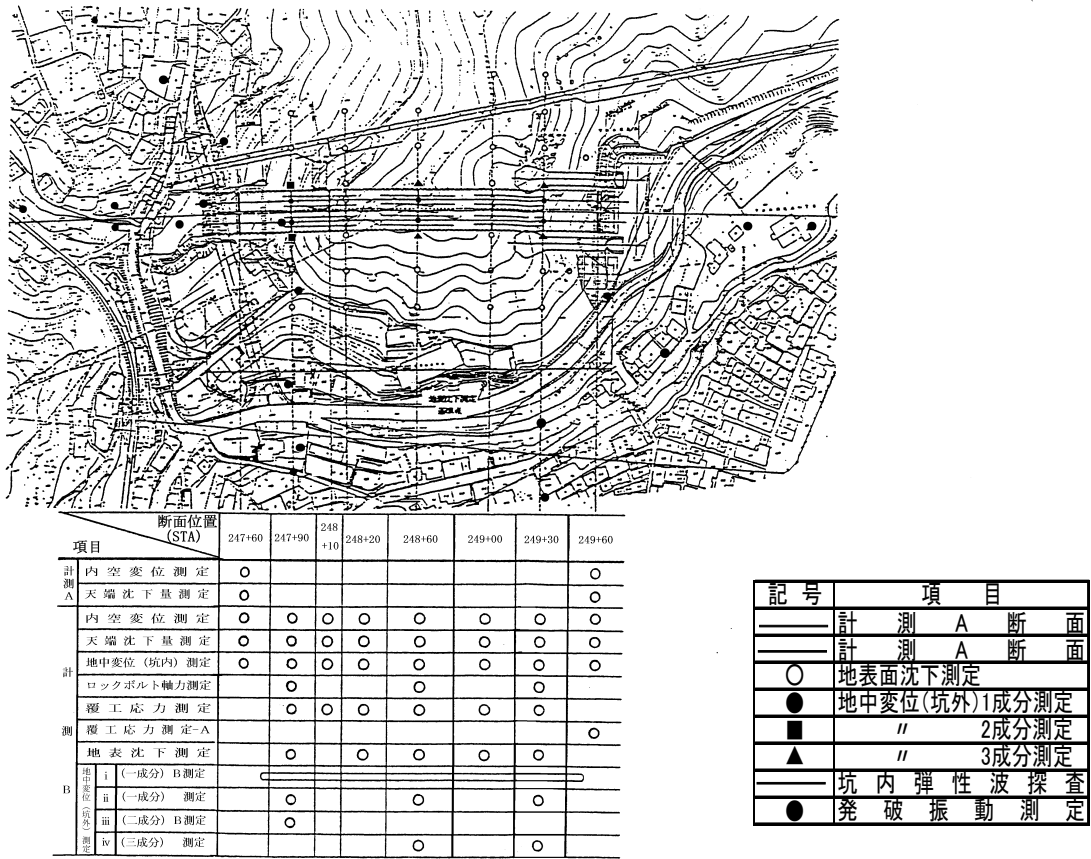


図-3.15 鉄道トンネル掘削時における計測位置

3. 6. 4 計測の仕様

「トンネルの地質調査と岩盤計測（土木学会）¹⁴⁾」には計測の仕様および計画するうえで特に注意を要する仕様が計測項目ごとに示されている。これから鷲羽山トンネルにおける計測項目に関する部分のみを抜粋して表-3.10に示す。ここでは、代表として表-3.11に道路トンネルの計測について計測断面位置を改めて表示し、計測項目ごとにその仕様を示すことにする。

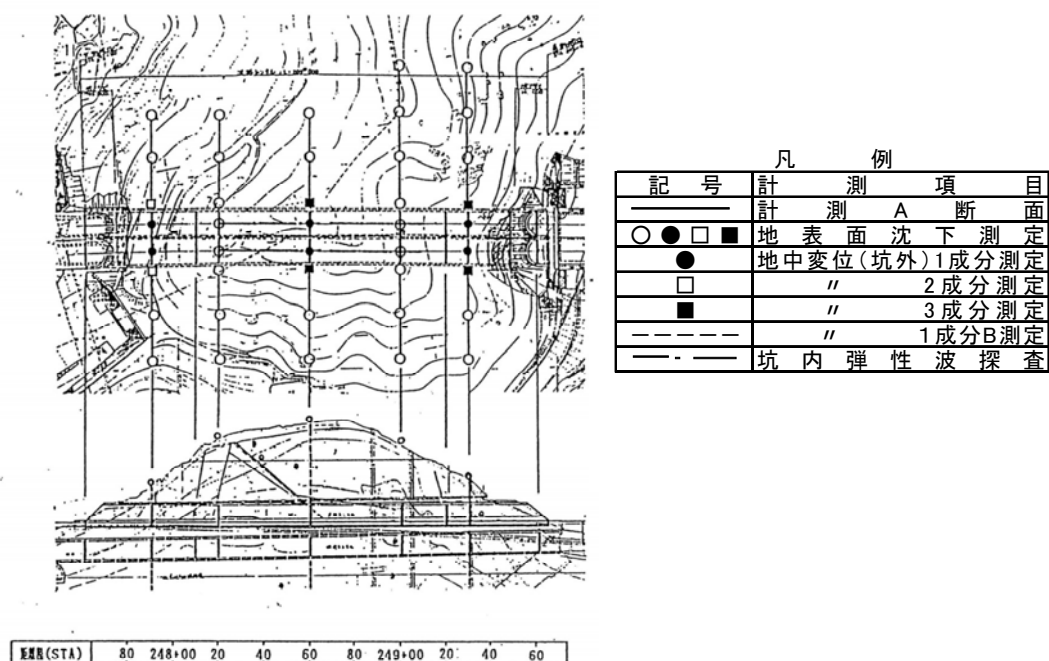


図-3.16 道路トンネル掘削時における計測位置

表-3.10 主要な計測仕様

| 調査・計測・試験 | | | | 仕様にあげる項目 | | | | | | | | | |
|-----------|-------------------|------------------|-------------|----------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 対 象 | 項 目 | 細 目 | の調査精度・計測・試験 | 測定範囲 | 計測の断面・羽面との測定距離 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 | 計測点の位置・断面・測点位置 |
| 地 山 | 内空変位測定 | 壁 面 間 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 天 端 沈 下 | | ○ | | ○ | | | | | | ○ | ○ | 不動点の位置 |
| | 地中変位測定 | 相 対 変 位 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | 地 表 沈 下 測 定 | 絶 対 変 位 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 不動点の位置 |
| | 地 す べ り 測 定 | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 不動点の位置 |
| 支 保 ・ 覆 工 | 坑 内 弾 性 波 速 度 測 定 | | ○ | | | ○ | | | ○ | ○ | | | ピックアップの位置、間隔 |
| | 支保覆工の変位測定 | 吹付け・覆工コンクリート | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | | 覆工コンクリートの移動、沈下など | ○ | | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 不動点の位置 |
| | 支保覆工に作用する荷重測定 | 覆工コンクリート | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |
| | | ロックボルト軸力 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | ○ | ○ | ○ | ○ | 曲げ、せん断力の測定 |
| | | 吹付けコンクリート応力 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | |

○: 計画するうえでとくに注意を要する仕様

表-3.11 道路トンネルの計測仕様

| トンネル区分 | 計測区分 | 計測項目 | 計測位置(STA) | | | | | | | | | | 数量 | | 頻度 | 精度 | 使用機器 |
|--------|------|-----------------|-----------|--------------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|------------|----------|--|-----------------------------|-----------------------------|
| | | | 位置 | 247 +60 | 247 +90 | 248 +10 | 248 +20 | 248 +60 | 249 +00 | 249 +20 | 249 +30 | 249 +60 | 掘削後 | 覆工後 | | | |
| 道路トンネル | 計測A | 内空変位測定 | トンネル | | | | | | | | | | | | 0±D/2 1回/日 ±(D/2-D) 1回/3日 ±(D-2D) 1回/週 ±(2D-3D) 1回/2週 ±3D以上 1回/月 | 2/100mm | ディスタメータ |
| | | | (東)導坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1測点×5断面 | — | | | |
| | | | (中央)導坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 2測点×5断面 | — | | | |
| | | | (西)導坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 3測点×5断面 | — | | | |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 3測点×6断面 | 3測点×6断面 | | | |
| | | | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 3測点×6断面 | 3測点×6断面 | | | |
| | | トンネル天端沈下量測定 | (東)導坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1測点×5断面 | — | 同上 | 1/10mm | 1等水準儀 1等標尺 |
| | | | (中央)導坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1測点×5断面 | — | | | |
| | | | (西)導坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1測点×5断面 | — | | | |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1測点×6断面 | 1測点×6断面 | | | |
| | | ロックボルト軸力測定 | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 1測点×6断面 | 1測点×6断面 | 同上 | 1/100mm | タカニカルアンカー |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 4本×5断面 | — | | | |
| | | 地中変位(坑内)測定 | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 4本×5断面 | 3本×5断面 | 同上 | 2/100mm | 多点式岩盤変位計 |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 4本×5断面 | 3本×5断面 | | | |
| | | 吹付コンクリート応力測定 | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 3本×5断面 | — | 同上 | ±4%FS | コンクリート有効応力計 (GK-100-505) |
| | | | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 3本×5断面 | — | | | |
| | | 覆工(鉄筋)応力測定 | 本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 13測点×5断面 | 同上 | 最小読取值 19kgf/cm ² | カーボン型鉄筋計 |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 3本×8断面 | | | |
| 鉄道トンネル | 計測A | 内空変位測定 | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 3本×8断面 | 同上 | 2/100mm | ディスタメータ |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 3本×8断面 | | | |
| | | トンネル天端沈下量測定 | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 1本×8断面 | 同上 | 1/10mm | 1等水準儀 1等標尺 |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 1本×8断面 | | | |
| | | 地中変位(坑内)測定 | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 3本×8断面 | 同上 | 2/100mm | 多点式岩盤変位計 |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 3本×8断面 | | | |
| | | 覆工(コンクリート)応力測定 | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 6本×6断面 | 同上 | ±4%FS | コンクリート有効応力計 |
| | | | (東)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 6本×6断面 | | | |
| | | 覆工(鉄筋)応力測定 | 本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 23本×6断面 | 同上 | 最小読取值 19kgf/cm ² | カーボン型鉄筋計 |
| | | | (西)本坑 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | — | 2本×3断面 | | | |
| 坑外A | 計測A | 地中変位(坑外)1成分測定 | — | ○ | | | | | | | | | 2本×1断面 | — | 同上 | 1/100mm | スライディングクロメータ |
| | | 地中変位(坑外)2成分測定 | — | ○ | | | | | | | | | 2本×1断面 | — | 同上 | 1/100mm | 孔内高精度傾斜計 |
| | | 地中変位(坑外)3成分測定 | — | | | | | ○ | | | | ○ | 2本×2断面 | — | 同上 | 水 1/500mm, 鉛 1/1000mm | トドベツ |
| | | 地中変位(坑外)1成分B測定 | — | | | | | | | | | | 1本(1=062m) | — | 1回/週 | 1/100mm | 水平傾斜計 |
| | | 地表沈下測定 | — | ○ | | | | ○ | | | | ○ | 5断面 42測点 | — | 2回/月 | 1/10mm | 1等水準儀, 1等標尺 |
| | | 計測A 両坑口付近斜面動態測定 | — | 南北両坑口付近斜面(南北各々3測点) | | | | | | | | | | 6測点 | 常時 | 1/10mm | 自動記録式伸縮計 |

3. 7 結言

本章では、代表的な近接トンネルの設計・施工事例として、世界で初めての二段双設トンネルである鷺羽山トンネルを取上げ、その概要について述べた。特に二段双設トンネルという特殊な構造様式を採用した経緯について詳しく触れ、特殊なトンネルの事前設計(解析)のあり方について一つの方法を示した。

次に、鉄道トンネルおよび道路トンネルの標準設計支保パターンについて示した。さらに、両トンネルの施工方法の概要について述べた。続いて、トンネル工学上未経験の超近接トンネル群の事前解析にあつては、現状では解析の入力データの精度や信頼性について限界があること、実際の岩盤に存在する不規則な亀裂の影響や、トンネル相互間の干渉、発破あるいは掘削にともなうゆるみの形成およびその影響などを満足のいく精度で考慮できないことなどのために、施工段階においてトンネル構造物およびトンネル周辺岩盤の挙動を現場計測によって把握し、これらをもとに安全性の評価を行うとともに、必要に応じて事前設計にフィードバックすることが重要であることを論じた。そして、このような見地から鷺羽山トンネルにおいて計画した現場計測の概要について述べた。

以上が本章で述べた要点であるが、これらは以後の各章で取扱う内容の前提条件とな

るものである.

参 考 文 献

- 1) 宮下 力他：鷺羽山の地質調査，本四技報，Vol. 4, No. 12, pp16～20, 1980
- 2) 田中 治雄：土木技術者のための地質学入門，山海堂，1964
- 3) 宮下 力他：鷺羽山トンネルの構想，トンネルと地下，Vol. 11, No. 1, pp7～14, 1980
- 4) 藤井 周志：鷺羽山トンネル構造形式検討，本四技報，Vol. 5, No. 16, pp9～14, 1981
- 5) 城野 三郎，仁木 清貴：鷺羽山トンネルの検討経緯と現況，道路，pp34～37, 1983
- 6) 藤井 周志，河口 浩二：鷺羽山トンネルの計画について，第 15 回日本道路会議論文
文集，1983
- 7) Karl Terzaghi：Introduction to Tunnel Geology, Rock Tunneling with Steel
Supports, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstone, Ohio, 1946
- 8) 土木学会：トンネルの地質調査と岩盤計測，pp146～161, 1983
- 9) 吉村 恒，土屋 敬：システムロックボルト設計プログラムの開発，土木学会第 13
回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp81～86, 1981
- 10) 日本国有鉄道 NATM 研究会編：NATM の設計・施工の合理化に関する研究，鉄道技術
研究報告，No. 1211, 1982
- 11) 櫻井 春輔，武内 邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木
学会論文報告集，第 337 号，pp137～145, 1983
- 12) (社) 日本トンネル技術協会：NATM の計測指針に関する調査研究報告書，p2, 1983
- 13) 同上 12)
- 14) 土木学会：トンネルの地質調査と岩盤計測，p77, 1983

第4章 トンネル掘削にともなう周辺地山の挙動

4. 1 序言

前章では近接トンネルの施工事例として鷺羽山トンネルを取上げ、その施工概要を示すとともに、計画段階の検討内容、施工方法および現場計測計画について詳しく示した。本章では、鷺羽山トンネルにおける現場計測結果のうち地表面沈下および地中変位について考察を加える。地表面沈下は比較的土被りが小さく、地山が軟質な場合にはとくに重要な管理要素であり、地中変位はトンネル空洞の安定性を評価するうえで重要な要素である。まず地表面沈下に関しては弾性 FEM 解析を実施し、双設トンネルにおける先行トンネル周辺のゆるみが後続トンネル直上の地表面沈下に与える影響について分析する。ついで、地中変位結果を近接トンネルの掘削過程に従って時系列的に分析し、トンネル掘削の進行に伴って周辺地山内の変位およびひずみがどのように変化するかを明らかにする。とくに後続トンネルの掘削が先行トンネルの周辺地山に与える影響を分析しておくことは近接トンネルの合理的な設計・施工法を確立していくうえで極めて重要なことと考える。なお、坑内地中変位測定結果と坑外地中変位測定結果について比較検討し、これらの測定方法の特徴と結果を評価するうえでの留意点をまとめておくことにする。

4. 2 地表面沈下

4. 2. 1 トンネル直上部における地表面沈下量

一般に地表面沈下で問題となるのは最大の沈下量であり、単独トンネルの場合、これは通常トンネルの直上で発生する。また、適当な離隔距離をもって建設される双設トンネルにおいては先行トンネル側に地表面沈下の極が生じるとした報告もある¹⁾。そこで、ここではまず鉄道トンネルおよび道路トンネルをそれぞれ独立した双設（メガネ）トンネルと考え、東西両トンネル直上部における地表面沈下量について考察する。

さて、図-4.1 は鉄道トンネルと道路トンネル（導坑を含む）の掘削による地表面沈下量の増分を示したものである。ただし、STA248+60 の鉄道トンネル掘削による沈下量

については、その影響が明瞭でなく、しかも隆起（西側 1.2mm，東側 0.2mm）となっており、そのため道路トンネル掘削の影響のみを表示した。また、図中に示した各記号は掘削断面における切羽の岩級区分を表している。さらに、図-4.2 に各断面における東西両トンネルの土被り比 H/D （ H ：トンネル天端からの土被り， D ：トンネル掘削幅）の関係について示す。図-4.1 から STA248+60 を除くすべての断面で東西両トンネルの地質が同一であること、また、図-4.2 から各断面における東西両トンネルの土被り比はほぼ等しいことがわかる。また、施工法、断面の大きさ、加背割、支保等の諸因子についても東西両トンネルでほぼ同等である。これらを前提として以下のことが推論される。

鉄道トンネルおよび道路トンネルとも各断面の東側直上部における沈下量と西側直上部における沈下量との間には一定の大小関係はなく、むしろ全体的には近い値となっている。とくに、STA249+00、STA249+30 の

断面では鉄道、道路とも東西両トンネル直上部における沈下量が非常に近いものとなっていることから考えて、双設トンネルにおいては両トンネルの地質や施工条件がほぼ同等であるならば、以下のことがわかった。

- ① 各トンネル直上部における地表面沈下量もほぼ同等である
- ② 各トンネル直上部の最終地表面沈下量は掘削順序に依存しない

次に図-4.3 に最終の地表面沈下量が比較的大きな STA247+90、STA249+00、STA249+30 の 3 断面における横断方向分布を示す。図中実線は最終分布であり、破線は鉄道トンネ

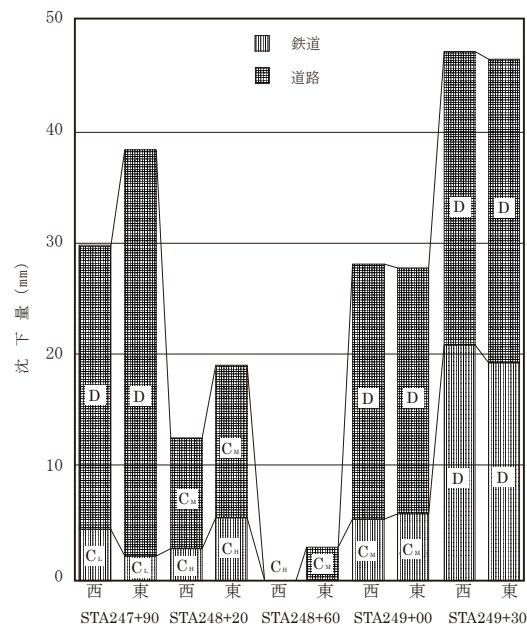


図-4.1 地表面沈下の掘削場所別増分

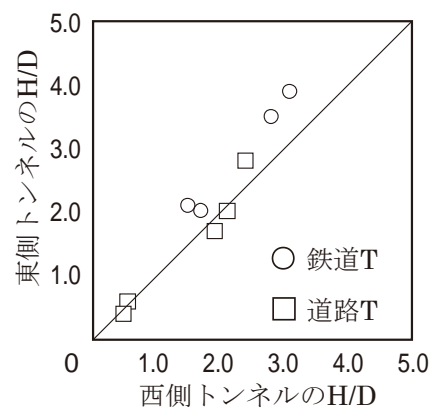


図-4.2 東西トンネルの土被り比 H/D の関係

ル完成時のものである．したがって，破線から実線への増分が道路トンネル掘削による増分を示すことになる．さて，図の最終分布についてみれば，概ねトンネル直上部で沈下量が大きく，周辺部に遠ざかるにつれて小さくなるという一般的な沈下形状を呈している．さらに，概略的には左右対象とみなせる結果となっている．そして，この結果は一見双設トンネルの掘削による地表面沈下量が各トンネルを単独で掘削した場合の沈下量を重ね合わせることによって得られるのではないかと想定させる．しかし，一般に，メガネトンネルを含む双設トンネルではトンネル相互間の干渉による影響が実際の場合でも問題とされてきたことはすでに第 2 章で指摘したとおりであり，単純な重ね合わせの原理が成立するとは考え難い．しかし，その実態や詳細については従来あまり明確にされていない．そこで，ここではまず，双設トンネルの地表面沈下の測定結果について，各トンネルの掘削による増分を比較検討することにする．ただし，ここでは双設トンネル相互間の干渉を単独トンネルの場合の沈下量と比較した場合の増減と定義することにする．さて，表-4.1 は最終沈下量が比較的大きく，切羽の岩級区分が D 級と

なっている 4 つの代表的な測定結果（増分）について示したものである．ただし，道路トンネルについて

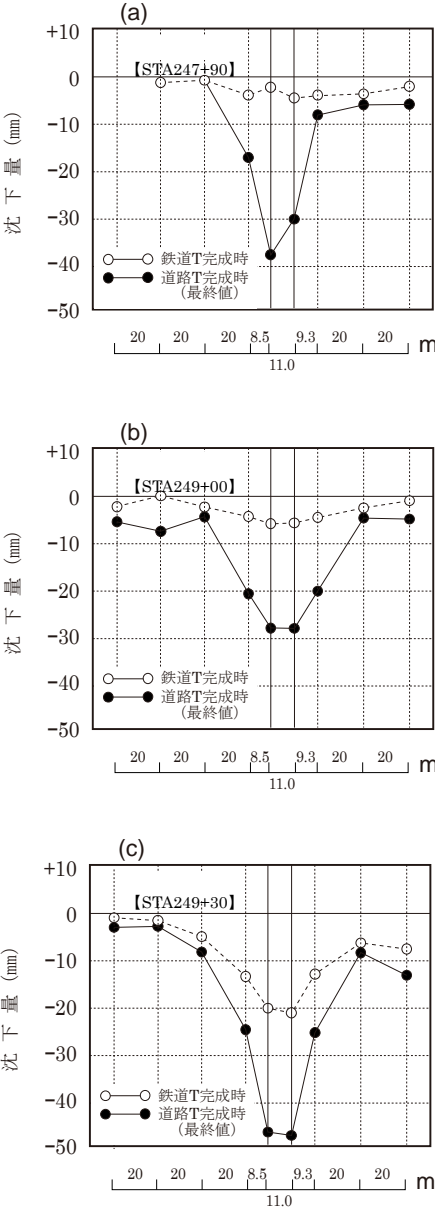


図-4.3 地表面沈下の横断方向分布

表-4.1 地表面沈下測定結果

| 位置 STA | 種別 | 土被 (×D) | δ_{11} (mm) | δ_{12} (mm) | δ_{21} (mm) | δ_{22} (mm) | $\frac{(\delta_{11}+\delta_{12})}{\delta_{11}}$ | $\frac{(\delta_{21}+\delta_{22})}{\delta_{11}}$ | δ_{22}/δ_{11} |
|-----------|----|------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|---|---|---------------------------|
| 249+30 | 鉄道 | ≒23 | 134 | 75 | 98 | 95 | 1.56 | 1.43 | 0.73 |
| 247+90 | 道路 | ≒10 | 132 | 61 | 54 | 203 | 1.46 | 1.95 | 1.54 |
| 249+00 | 道路 | ≒23 | 58 | 94 | 42 | 95 | 2.62 | 2.36 | 1.64 |
| 249+30 | 道路 | ≒11 | 63 | 70 | 27 | 118 | 2.11 | 2.30 | 1.87 |

は導坑掘削完了時点を初期値とする増分を示した。これをみれば、STA249+30の鉄道部を除いて $\delta_{11} < \delta_{22}$ ， $\delta_{21} < \delta_{12}$ となっており，先行トンネルの増分より後続トンネルの増分の方が大きくなっていることがわかる。これは，先行掘削によって後続トンネルの掘削断面に隣接して空洞が作られたことおよびその応力再配分によって後続トンネル掘削の初期応力場や地山物性に变化が生じたことによる結果と考えること

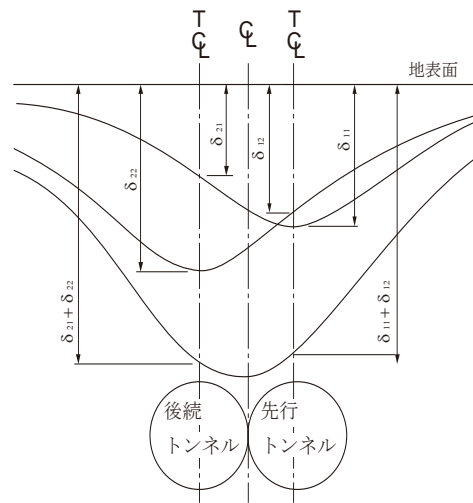


図-4.4 地表面沈下に関する記号

ができる。なお，ここで用いた各記号の意味は図-4.4に示すとおりである。さらに， $(\delta_{11} + \delta_{12}) / \delta_{11}$ は後続トンネルが先行トンネルに与える影響を， $(\delta_{21} + \delta_{22}) / \delta_{11}$ は先行トンネルが後続トンネルに与える影響，すなわちここで定義したトンネル相互間の干渉を相対的に示すものと考えることができる。これらの結果は，前者については1.5～2.6の間に，後者は1.4～2.4の間に分布しており，東西両トンネルがそれぞれ互いの影響圏外で単独に掘削された場合よりも，先行トンネルの直上での地表面沈下量は1.5～2.6倍に，後続トンネルの直上での地表面沈下量は1.4～2.4倍であったことを示している。また， $\delta_{22} / \delta_{11}$ についてみれば，STA249+30の鉄道部では0.73と1.0以下になっているが，その他の断面は1.5～1.9の間に分布しており，このことから少なくとも実測結果においては双設トンネルの最終地表面沈下量が各トンネルを単独に掘削した場合の地表面沈下量を単純に重ね合わせたもの（線形）となっていないことは明らかである。以上のことから，土被りがD～2Dの双設トンネルにおいては両トンネルの地質や施工条件がほぼ同等であるならば，

- ① 各トンネル直上の地表面沈下量は単独トンネルの場合の1.4～2.6倍となる
 - ② 後続トンネル掘削による後続トンネル直上における地表面沈下量の増分は単独トンネルの場合より大きくなる傾向が強く，およそ1.5～1.9倍となる
 - ③ 最終地表面沈下量分布は単独トンネル掘削の場合の地表面沈下量分布の重ね合わせとはならない（線形性は成立しない）
- ことが指摘できる。

4. 2. 2 ゆるみが地表面沈下に及ぼす影響

前節 4. 2. 1 では双設トンネルの最終地表面沈下量が各トンネルを単独に掘削した場合の沈下量を重ね合わせたものとはなっていないことを実測結果から明らかにしたが、これは先行トンネル掘削の影響により後続トンネルの掘削条件が変化したためであると考えることができる。そこで、ここでは条件の変化を(ア)先行トンネルが隣接して存在すること、(イ)先行トンネルの掘削によって周辺地山がゆるむこと、に大別し円形トンネルの双設トンネルを考え、この基本モデルについて弾性 FEM 解析によるパラメータ・スタディを行い、これらの影響について明らかにする。

解析に用いた基本モデルのメッシュ分割を図-4.5 に示す。また、物性値とその他の諸元を表-4.2 に、パラメータの項目および水準を表-4.3 に示す。なお、ここではゆるみ領域の物性劣化を弾性係数

で代表させることにしたが、この妥当性については第 6 章において取扱う。さて、図-4.6 は $H=D$ の場合について δ_{22}/δ_{11} とゆるみ層厚さの関係を示したものである。同じく、図-4.7 は $H=2D$ の場合について示したものである。これらをみれば、ゆるみが発生せず先行トンネル掘削による応力

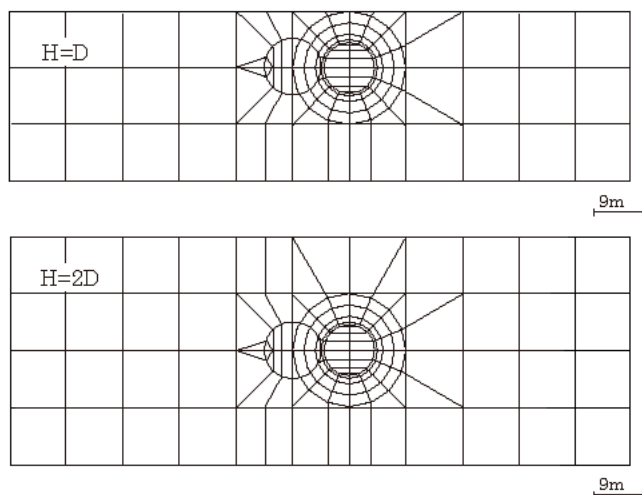


図-4.5 メッシュ分割図

再配分のみのが後続トンネルの地表面沈下に与える影響は、単体で掘削する場合の

表-4.2 基本モデルの諸元と物性値

| | | | |
|-----------------|----------|--|--------|
| トンネル掘削半径 (m) | | | 5.0 |
| 覆工コンクリート厚さ (cm) | | | 60 |
| 物 性 値 | 初期地山 | 単位体積重量 (tf/m ³) | 2.3 |
| | | 弾性係数 (kgf/cm ²) E ₀ | 3000 |
| | | ポアソン比 | 0.3 |
| | 覆工コンクリート | 単位体積重量 (tf/m ³) | 2.45 |
| | | 弾性係数 (kgf/cm ²) | 140000 |
| | | ポアソン比 | 0.167 |

表-4.3 パラメータと水準

| パラメータ | 水準 |
|----------------------------------|---|
| ゆるみ領域の弾性係数(kgf/cm ²) | $1/10 \times E_0$, $3/10 \times E_0$, $5/10 \times E_0$ |
| ゆるみ領域の厚さ(m) | 0(ゆるみなし), 1, 3, 5 |
| 土被り(トンネル中心から) | 1D, 2D |

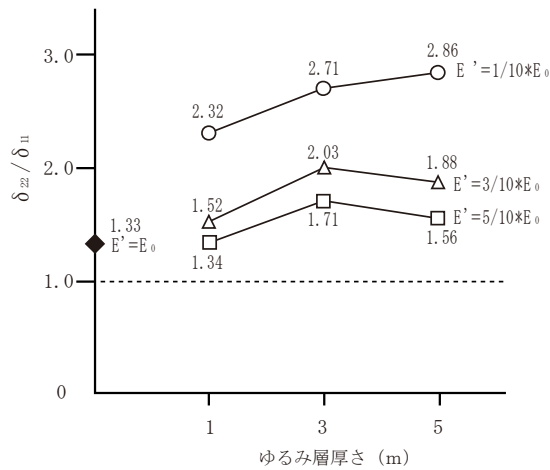


図-4.6 ゆるみ層厚さと δ_{22}/δ_{11} の関係
(H=D)

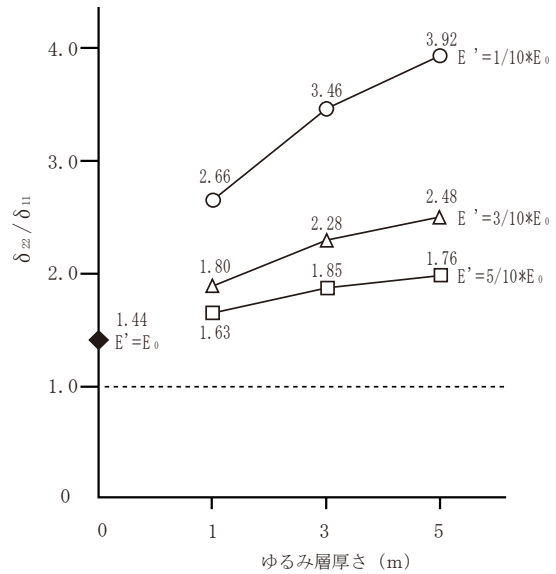


図-4.7 ゆるみ層厚さと δ_{22}/δ_{11} の関係
(H=2D)

1.3～1.4 倍であり，土被りが D から 2D に変化してもその影響は非常に小さい．一方，ゆるみの影響は土被りが D の場合，2D の場合に共通してゆるみ領域が大きくなれば， δ_{22}/δ_{11} も大きくなる傾向を示す．しかし，その傾向はいずれの土被りにおいても $E' = 1/10 \times E_0$ の場合に顕著である．これらの結果から，以下のことがいえる．

- ① トンネル直上部の地表面沈下量はゆるみ領域の広がり とゆるみ領域の物性劣化の度合いに依存するが，H=2D の場合で物性劣化の度合いが大きい ($E' = E \times 1/10$) 場合にゆるみ領域の大きさへの依存度が強くなる
- ② 後続トンネル直上の地表面沈下量を抑制するためには先行トンネル掘削においてとくに周辺地山を強く損傷することのないよう配慮することがポイントである．したがって，先行トンネル施工後に注入などの適切な補助工法によって周辺地山のゆるみ領域の物性（弾性係数）を復元できれば地表面沈下の抑制に効果が期待される

なお，表-4.1 で示した実測結果の δ_{22}/δ_{11} が道路トンネルにおいては 1.5～1.9 の範囲にあることを考えれば，これらは先行トンネルの存在の影響だけでなく，先行トンネル周辺にゆるみ領域が発生しているものと想定される．具体的には先行トンネルが後続トンネルの地表面沈下を与える影響のうち 10%～60%がゆるみの影響と考えることがで

きる．これらのゆるみ領域の広がりや物性評価については次章以降で詳しく取扱うこととする．

4. 3 地中変位

4. 3. 1 トンネル掘削にともなう周辺地山の地中変位ベクトルの変化

3つの主計測断面のうち STA248+60 と STA249+30 の2断面では坑外からの地中変位測定に3成分測定器 (TRIVEC)²⁾ を使用し、トンネル軸方向 (Y 成分)、トンネル軸直交方向 (X 成分) および鉛直方向 (Z 成分) の地中変位を測定した．また、STA247+90 では孔内高精度傾斜計を用いて X, Y の2方向の地中変位を測定した．従来の地中変位測定結果のほとんどは、その測定計器の構造上の特性から計器埋設孔の軸方向 1 成分のみ (たとえば坑内地中変位計による場合) か、測定孔と直交する 1 成分のみ (たとえば傾斜計による場合) である．したがって、これらの結果から実際に発生している地中変位の大きさを求めることは測定計器の設置方向をいかに合理的に設定しようとも不可能である．とくに比較的広範囲におよぶ地中の変位に関しては、卓越する変位の方向が場所ごとに異なると考えられ、固定された 1 方向成分の地中変位測定では到底これを検出することができない．しかし、ここでは互いに直交する二方向あるいは三方向の地中変位が計測されているため、前者については水平平面 (X-Y 平面) 上での合成ベクトルを、後者についてはトンネル軸と直交する平面 (X-Z 平面) 上での合成ベクトルを求めることができる．これによって地中の変位を極めて視覚的、直観的にとらえることが可能となる．以下では各代表掘削段階ごとの地中変位ベクトルを示し、その経時変化を分析することによって、逐次掘削される 4 本のトンネルが周辺の地山にどのような影響を与えていくかを明らかにする．

(1) STA248+60

a. X-Z 平面上の地中変位ベクトル

X-Z 平面 (トンネル軸と直交する平面) 上での地中変位ベクトルの掘削段階ごとの増分を取り出して図-4.8 に示す．ただし、図中 (f) には掘削開始から 4 本のトンネルが完成するまでの累積変位ベクトルの分布を示した．全体に変位が極めて小さいために、

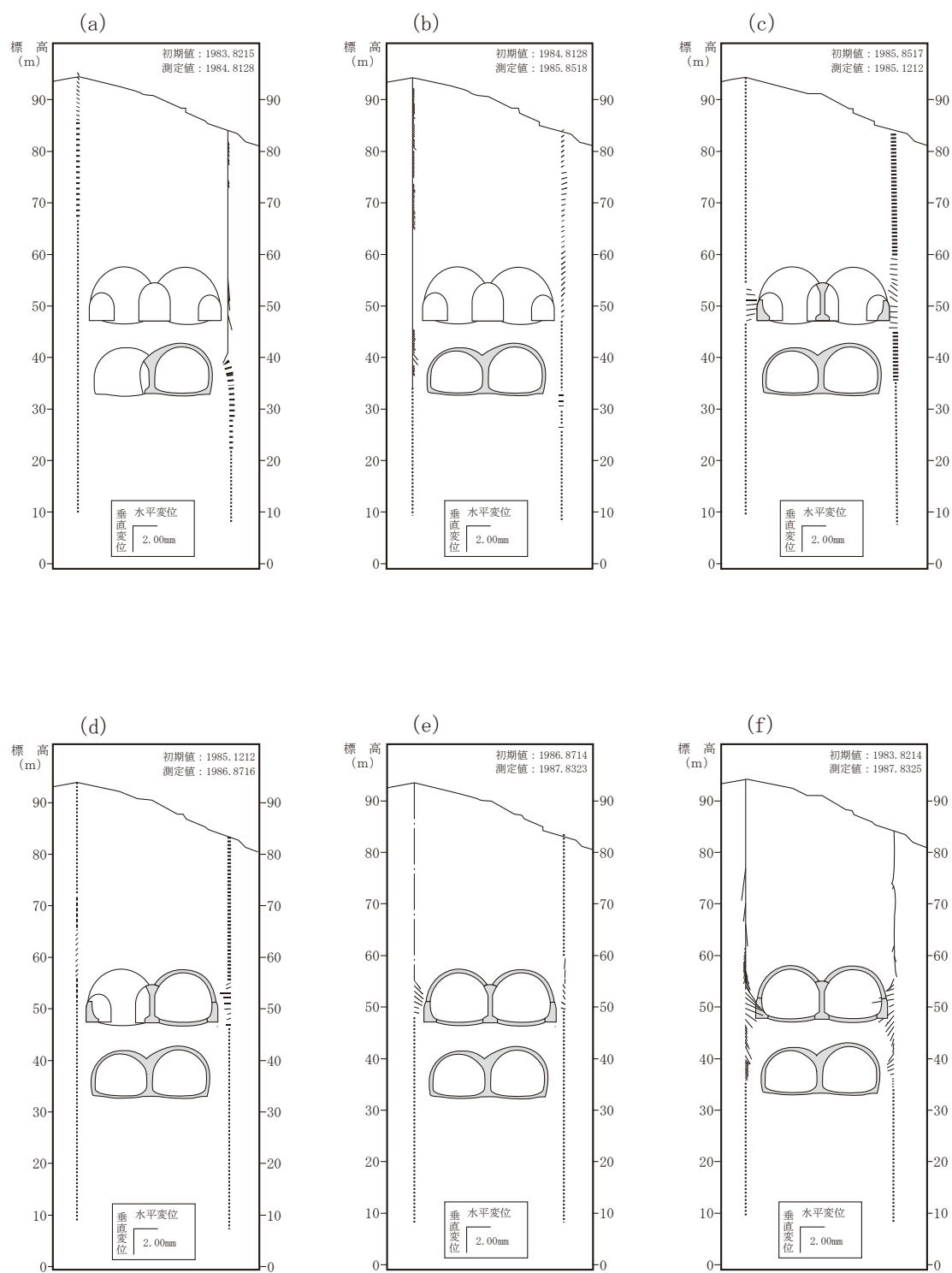


図-4.8 地中変位ベクトル (X-Z 平面) の分布

これらの図について分析，考察する場合には TRIVEC の測定精度および測定結果に現れやすい性質について検討しておく必要がある．ここでは，X 成分と Z 成分を合成しているが，その測定精度には 1 オーダーの差があり，X 成分は $\pm 0.05\text{mm/m}$ ，Z 成分は $\pm 0.003\text{mm/m}$ である．因みに，Y 成分も X 成分と同じ傾斜計を使っていることから，その精度は $\pm 0.05\text{mm/m}$ である．一方，TRIVEC のデータは測定孔最下点の測定点を不動点として，これより地表に向かって 1.0m ごとの区間変位を累積することによって各側点の絶対変位を得るものである．したがって，地表に近くなるほど孔底からの誤差が累積する可能性のあることを念頭において置く必要がある．そして，この傾向はとくに傾斜角から正弦をとって求められる地中の水平変位 (X 成分) において強いようである．さて，図-4.8 の (f) に示す最終の地中変位ベクトル分布からは次のことが判明する．

- ① 最大の地中変位は道路トンネル東側導坑の側壁部において発生し，その大きさは約 2mm と小さい．したがって，周辺地山は最終的に極めて安定した状態にあると判断される
- ② 地表面における鉛直方向変位は西側で 0.67mm，東側で 1.57mm の沈下と小さい
- ③ 鉄道トンネルのインバートより下方ではほとんど地中変位が発生しておらず，掘削の影響は掘削面下方の側方地山には及んでいない．一方，掘削面上方の側方地山には地表面にまで及ぶ地中変位が認められるが値は小さい．このことから，掘削面の直上および直下の地山も含めて，掘削が周辺地山に与える影響範囲は極めて小さいことが推測される
- ④ 道路トンネルの天端より上方の地山においては鉛直方向の変位が卓越しており，水平方向の変位はほとんど発生していない

次に，図-4.8 (a) ～ (e) に示す地中変位ベクトルの増分についてみれば，

- ⑤ (a) および (b) から，トンネル掘削の影響は側壁から 1D (D はトンネル掘削幅) 以上離れた側方地山には及ばない
- ⑥ (d) および (e) から⑤と同様のことがいえる
- ⑦ (c) ～ (e) の道路掘削では，導坑掘削時(c)において鉄道トンネル西側の側方地山にわずかに変位が認められるほかは下部鉄道トンネル側方地山にほとんど影響を及ぼさない

⑧ 全体を通じて、掘削による影響は掘削面下方の地山には非常に伝播しにくい

b. X-Y 平面上での地中変位ベクトル

図-4.9 に X 方向変位がピークを示す深度における X-Y 平面(水平面)上での各掘削段階に対応した地中変位ベクトルの終点の軌跡を示す。図中の記号は掘削ステップを示している。したがって、各線分の大きさが掘削ステップに対応する X-Y 合成ベクトルの増分を示している。また、図-4.10 に各掘削段階に対応した X 成分および Y 成分の累積変位分布を示す。これらの図から以下のことが判明する。

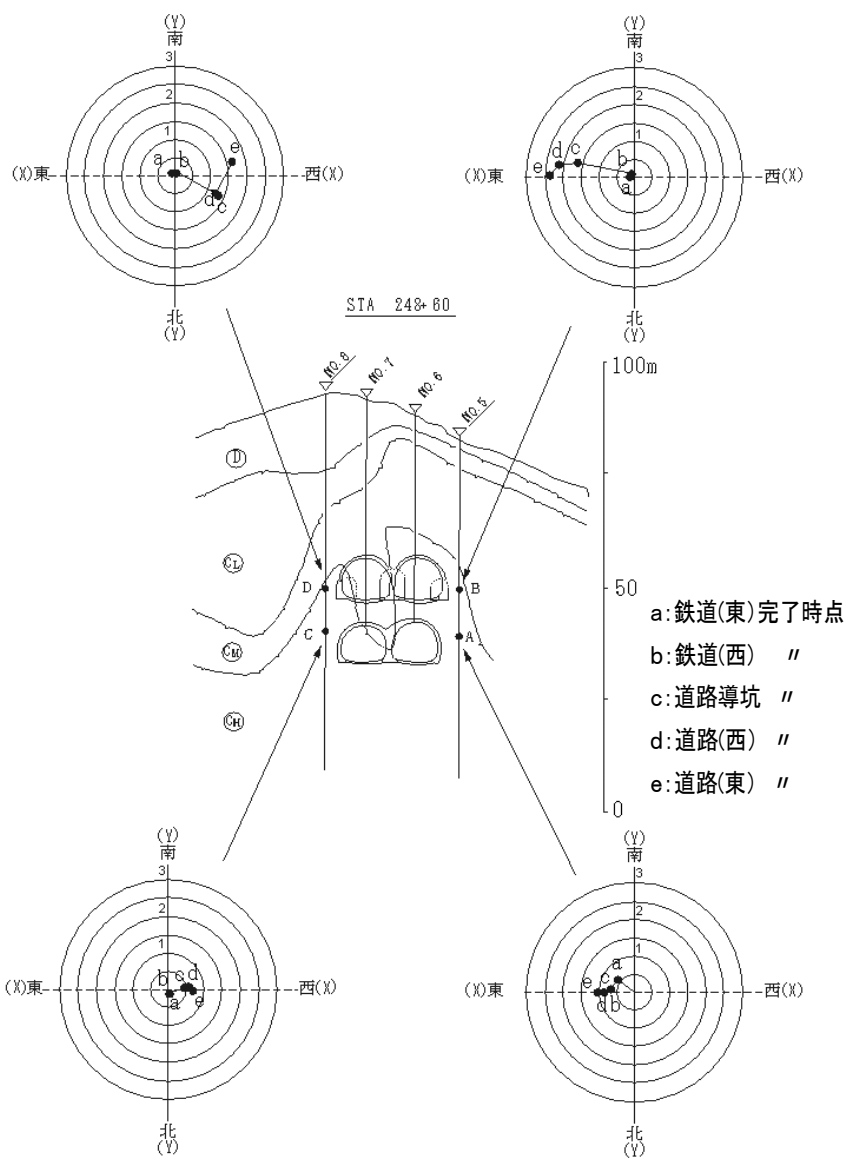


図-4.9 地中変位ベクトル (X-Y 平面) の軌跡 (STA248+60)

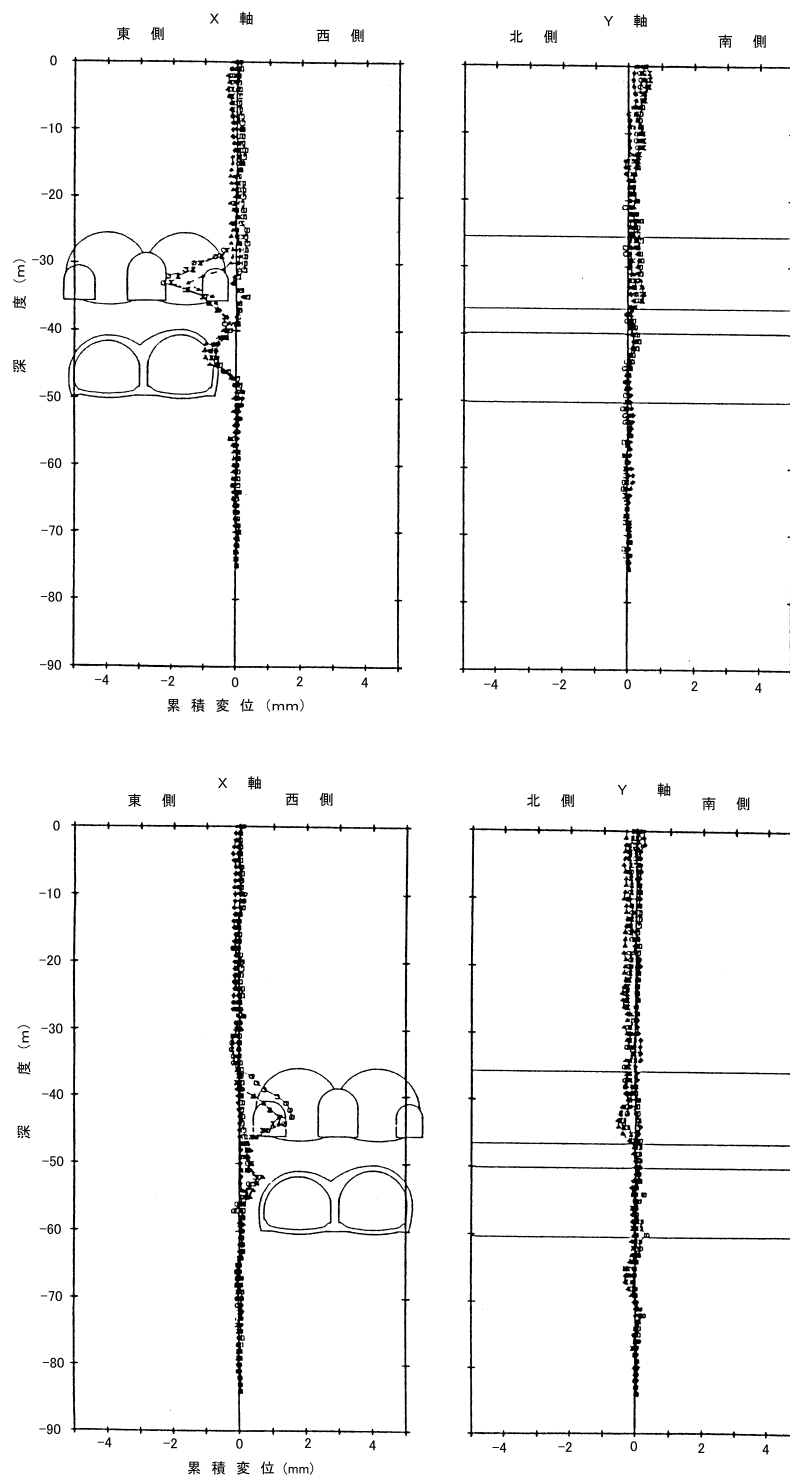


図-4.10 地中変位 X 成分および Y 成分の
累積変位分布 (STA248+60)

- ① トンネル軸方向（Y 方向）の変位は D 点を除けば、いずれの掘削ステップにおいてもほとんど発生しない。また、D 点についても最終値は南側へわずかに 0.5mm 弱変位したのみであり、Y 方向変位の X 方向変位に対する割合はたかだか 25.5%である
- ② X 方向変位は鉄道トンネル近傍より道路トンネル近傍の方が大きい。これは測定点と掘削開放面までの距離の差に起因するところが大きいと考えられる
- ③ いずれの測点についても最も近接する断面の掘削による影響が支配的である。しかし、道路トンネル近傍の測点 B, D、とくにその X 方向成分については導坑側壁コンクリートによって道路上半掘削の影響が抑止されているとみることができる
- ④ 鉄道トンネル近傍の測点 A, C では道路トンネルの掘削による地中変位ベクトルの増分はほとんど認められない
- ⑤ X 方向の変位は掘削開放断面の側方地山（鉄道トンネルインバートから道路トンネル天端までの間）にしか発生しない

（2）STA249+30

a. X-Z 平面上の地中変位ベクトル

図-4.11 に X-Z 合成ベクトルの掘削段階ごとの増分および最終の累積変位ベクトルの分布を示す。同図（f）からは以下のことが判明する。

- ① 最大の地中変位は先の STA248+60 の場合と同じく道路トンネル東側導坑側壁部に発生しているが、その大きさは約 29mm と STA248+60 の場合の 15 倍に達している。これはこの断面の地質が D クラスと不良であることと、土被りが浅いために変位が大きくなったものと考えられる
- ② 地表面における鉛直方向変位は西側で 22.14mm、東側で 22.96mm の沈下となっている
- ③ 鉄道トンネルインバートより下方の地中変位は、掘削開放面から遠ざかるにしたがって、急激に大きさが減少し、インバートより 3m 以上下がった側方地山ではほとんど変位が発生しない。一方、掘削面上方の地山には地表面まで相当大きな変位が発生しており、地中変位ベクトルの大きさは地表面まであまり変化しない。したがって、STA248+60 の結果と同様、掘削が周辺地山に与える影響範囲はその上方地山において大きく、下方地山では極めて小さいことが推測される

また、(a) ～ (e) の図からは、以下のことが指摘できる。

- ④ (a) および (b) から、トンネル掘削の影響は側壁から 1D (D はトンネル掘削幅) 以上離れた側方地山にはほとんど及ばない
- ⑤ (d) および (e) から⑤と同様のことがいえる
- ⑥ (c) ～ (e) の道路掘削では鉄道トンネル側方地山には、まったく影響を及ぼさない
- ⑦ 全体を通じて、掘削の影響は掘削面下方の地山には非常に伝播しにくい

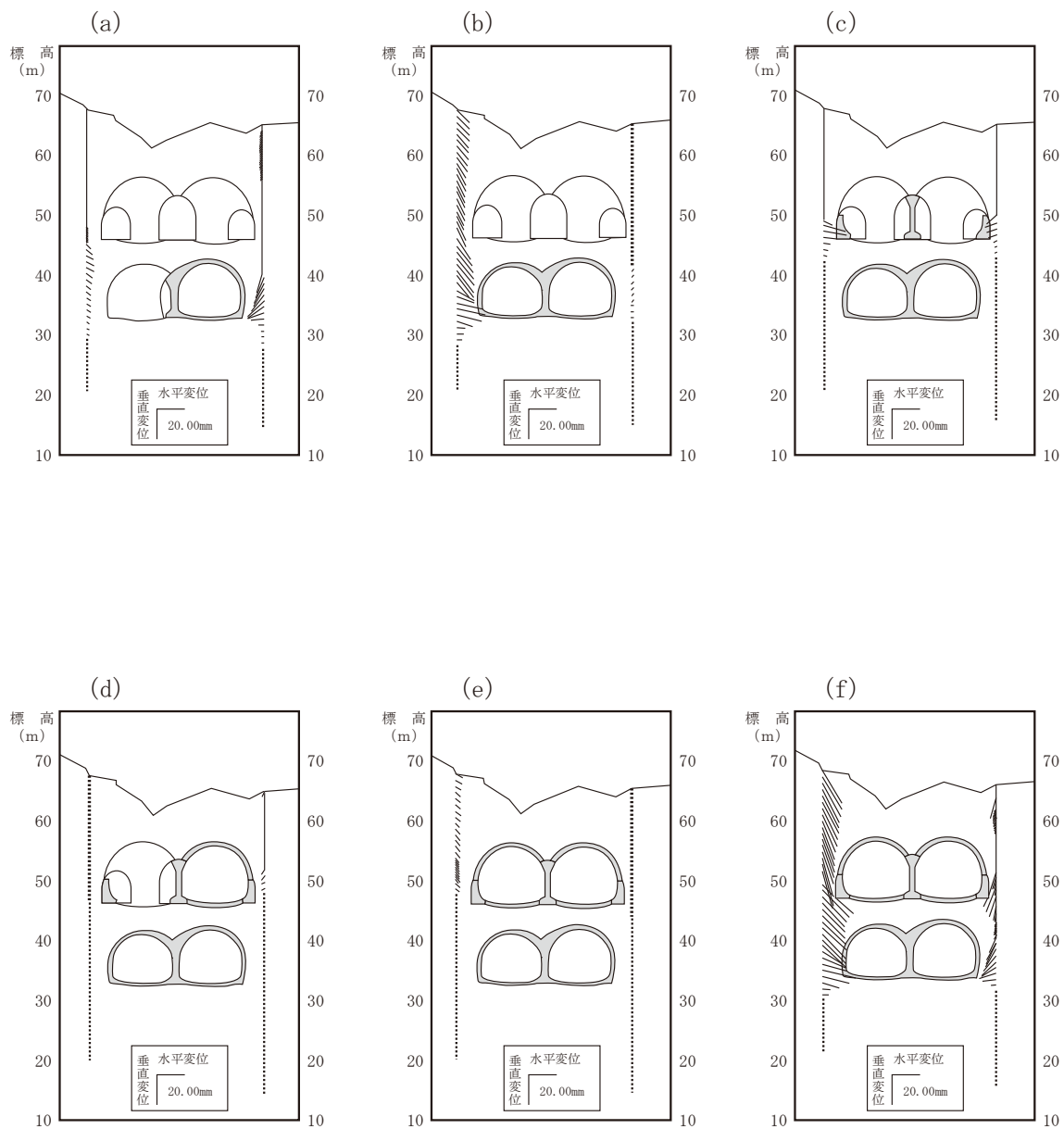


図-4.11 地中変位ベクトル (X-Z 平面) の分布 (STA249+30)

b. X-Y 平面上での地中変位ベクトル

図-4.12 に X 方向がピークを示す深度における掘削段階に対応した X-Y 平面上（水平面）上での地中変位ベクトルの終点の軌跡を示す．また，図-4.13 に X 成分，Y 成分の累積変位分布を示す．これらの図から以下のことが判明する．

- ① トンネル完成時における A～D 点での Y 方向（トンネル軸方向）変位の X 軸方向変位に対する割合は 0.6% であり，A 点を除けばその相対比率は極めて小さい
- ② X 方向変位はトンネル東側の地山の方が西側に比べて，鉄道トンネル部で約 5mm，道路トンネル部で約 10mm 大きい．しかし，同じ側での上下の差はいずれの側においても 2～3mm と小さく，STA248+60 の結果とは異なっている
- ③ いずれの測点についても最も近接する断面の掘削による影響が支配的である．しかし，B，D の測点では側壁コンクリートの変位抑止効果が非常に大きいものと推定される
- ④ 鉄道トンネル近傍の測点 A，C では道路トンネルの掘削による地中変位ベクトルの増分はまったく認められない
- ⑤ 西側測定孔（No. 9 孔）における X 方向変位の発生は概ね掘削開放断面の側方地山に限られるが，東側測定孔では地表に大きな変位が発生している．これは土被りが薄く，地表面形状の影響を受けることやすべりの発生などによるものと推定される

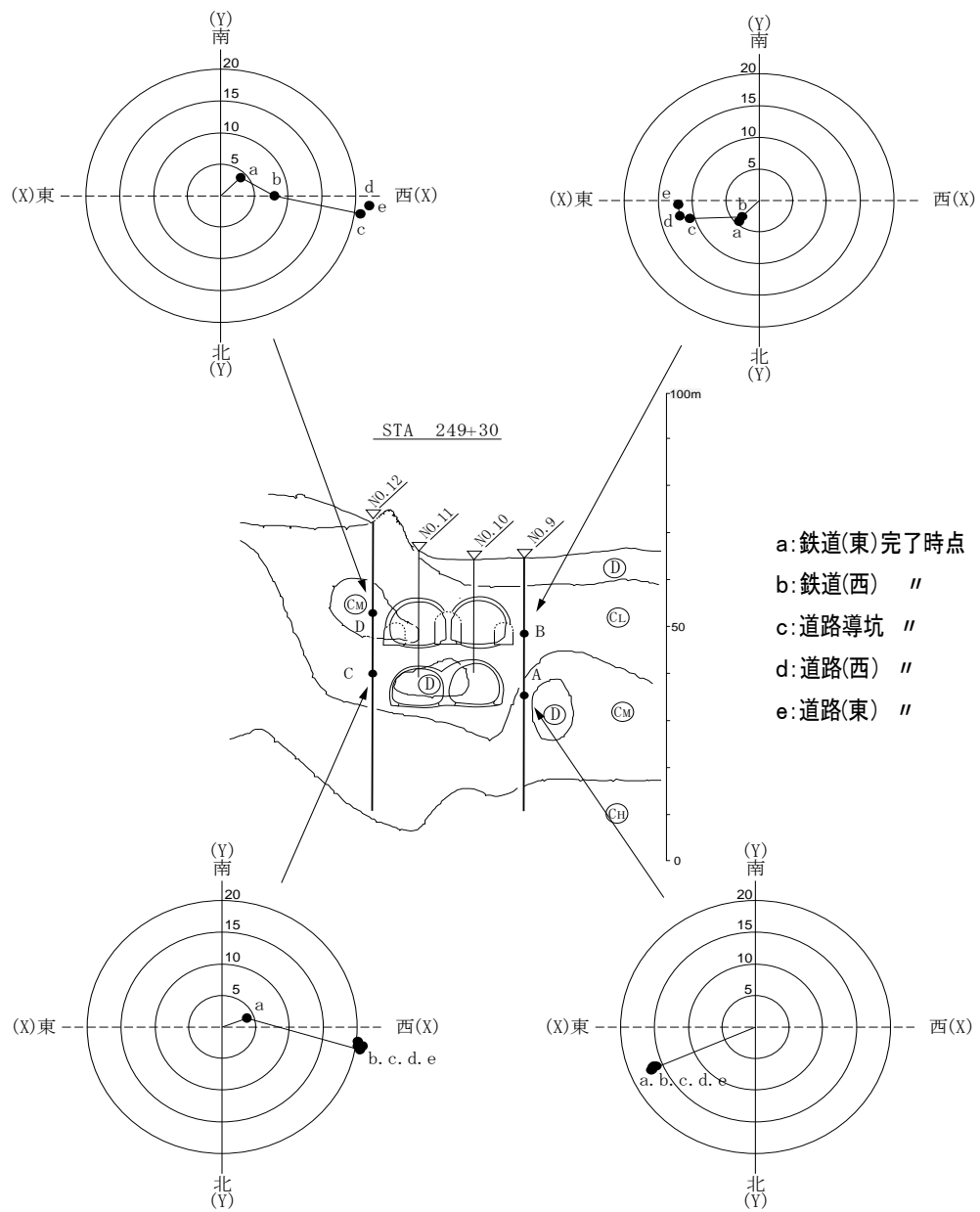


図-4.12 地中変位ベクトル (X-Y 平面) の
軌跡 (STA249+30)

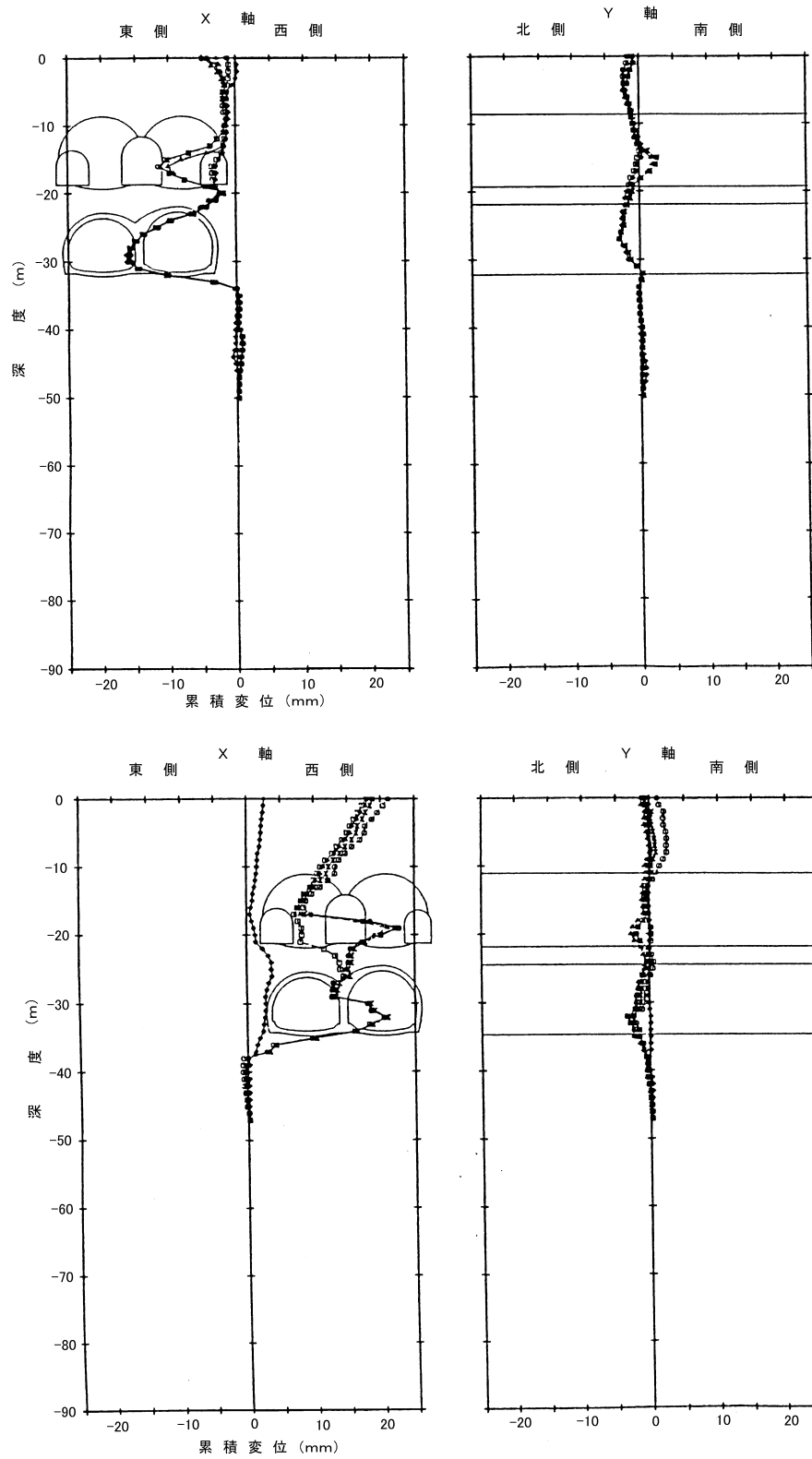


図-4.13 地中変位 X 成分および Y 成分の累積変位分布

(3) STA247+90

STA247+90 では高精度孔内傾斜計による X 方向, Y 方向の 2 成分の地中変位測定を行った。したがって, ここでは X-Y 平面上の地中変位ベクトルについて示すことにする。図-4. 14 に X 方向変位がピークを示す深度における各掘削段階に対応した X-Y 合成ベクトルの終点の軌跡を示す。また, 図-4. 15 に X 成分, Y 成分の累積変位分布を示す。これらの図からは以下のことが判明する。

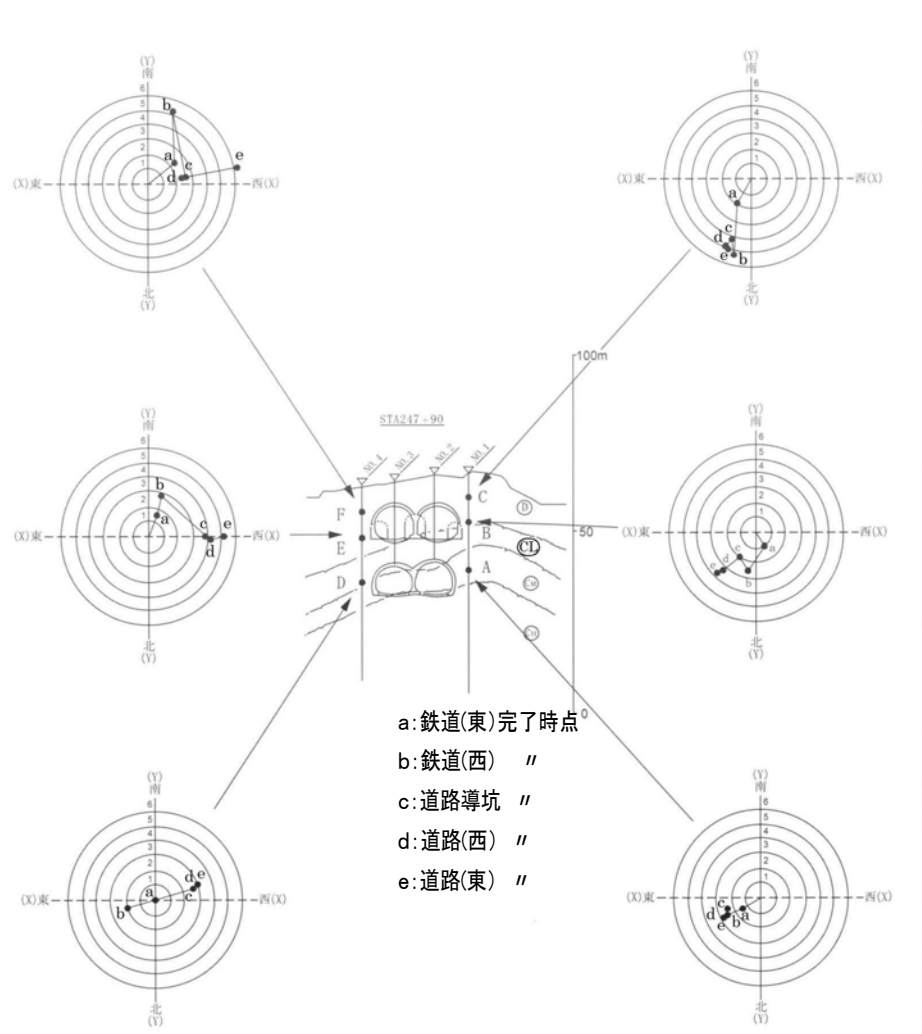


図-4.14 地中変位ベクトル (X-Y 平面) の軌跡 (STA247+90)

- ① トンネル完成時における Y 方向変位は, 0.14mm (E 点) から 4.73mm (C 点) までばらついているが, 地表に近いほど大きくなる傾向が認められる。これは地表面に近づくにつれて地表面形状の影響を受け易くなることや, すべりの要素が加わるためではないかと推察される

- ② 測点 B, C, E, F においても鉄道トンネル掘削の影響が明瞭に現れており、これは土被りが薄く、地質が良好でないことに起因するところが大いと考え
- ③ 鉄道トンネル近傍の測点 A, D では道路トンネル掘削による地中変位ベクトルの増分はほとんど認められない

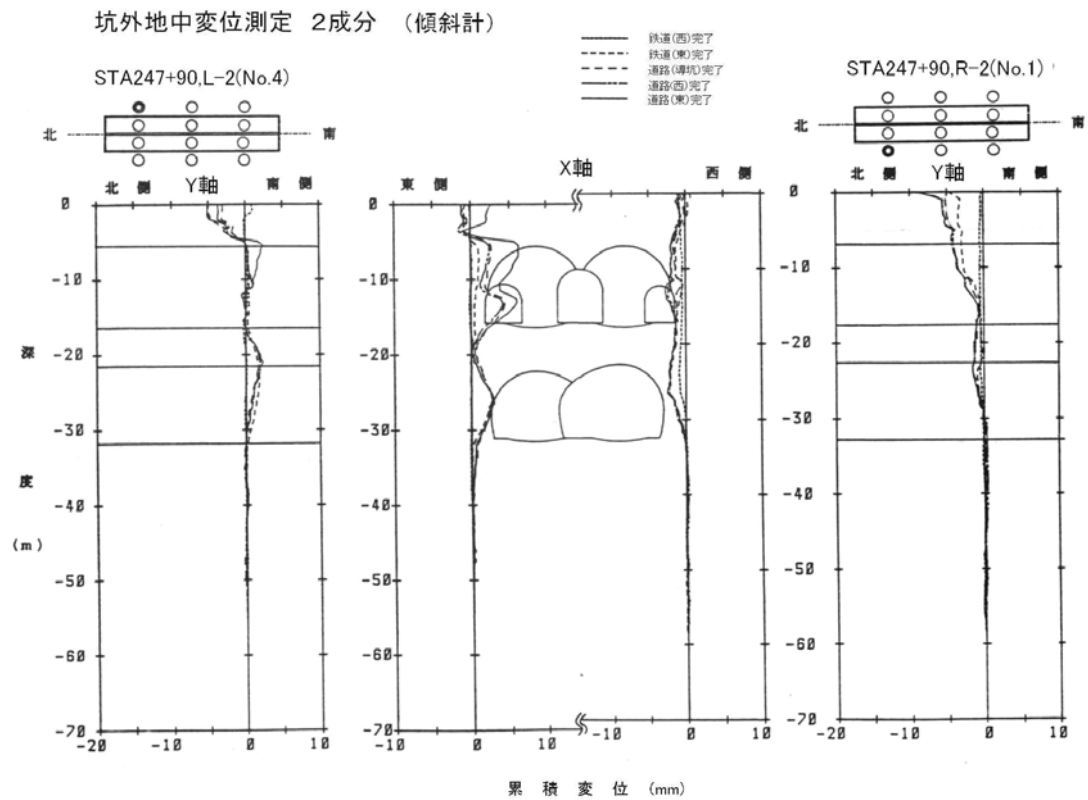


図-4.15 地中変位 X 成分および Y 成分の累積変位分布

(4) 結論

(1) ～ (3) の結果を総合すれば、トンネル掘削による周辺地山の地中変位に関して次のように結論される。

- ① トンネル掘削が周辺地山に与える影響範囲は、掘削面上方の地山において大きく、下方の地山では極めて小さい傾向がある。とくに、下方の側方地山に対する影響範囲はD級の地山でも掘削底面から3m以内である
- ② 上部トンネル（道路トンネル）掘削は下部トンネル（鉄道トンネル）の側方地山にほとんど影響を及ぼさない。これはX, Y, Zいずれの方向の地中変位についてもいえることである
- ③ トンネル掘削による応力解放が地山に及ぼす影響範囲は掘削壁面からほぼ1D（Dはトンネル掘削幅）以内とみることができる
- ④ 掘削面側方の地山においてはトンネル軸方向（Y方向）の地中変位はほとんど発生しないといえる。ただし、土被りがおよそ1D以内の場合には地表面形状の影響やすべりの影響を受け、変位の発生する可能性がある
- ⑤ X方向の変位は掘削解放断面の側方地山に限られる傾向が強い。しかし、土被りの薄い場合にはY方向の変位と同様、地表面形状の影響やすべりの影響の現れる可能性がある

以上の結論からさらに次のような重要な点が指摘できる。

- (i) 上下に配置されたトンネルの掘削では既設のトンネルに対する影響を低減するという観点からは下部のトンネルを先行して施工すべきである
- (ii) トンネル掘削はトンネル掘削幅（1D）以上離れた側方地山に対してほとんど影響を及ぼさない。したがって、双設トンネルを計画する場合や他の地中構造物に近接してトンネルを計画する場合、その離隔距離は最低限D（トンネル掘削幅）確保すればよい。このことは従来、双設トンネルにおける中心間隔を“掘削幅の2倍以上³⁾”あるいは“30m程度⁴⁾（ただし、2車線の道路トンネルの場合で掘削幅のほぼ3倍に相当）”としてきたことと整合する
- (iii) 孔内高精度傾斜計およびTRIVECの測定における不動点はD級の地山においては掘削底面下10m、C_M級以上の地山では5mもとれば実用上十分である。このことは今後経済的な測定計画を立案するうえで重要な情報となるものと思われる

- (iv) Y 軸方向の変位から考えて、土被り比 H/D が 1.0 以上あればトンネル軸に直交する二次元平面解析でトンネルの安定性は評価可能である

4. 3. 2 トンネル掘削にともなう周辺地山の地中ひずみの分布

前項 4. 3. 1 では坑外地中変位測定結果をもとにトンネル掘削にともなって発生する周辺地山内変位について考察した。一般にトンネル掘削が周辺地山に与える影響を計測する場合、応力やひずみに比較して変位を計測することが多く行われている。これは応力やひずみの測定に比べて変位の計測の方が測定原理が単純であり、計測器自体も堅牢で長期的な安定性に優れ、測定系全体で故障する確率が低いことによるものと思われる。しかし、地山の安定性を評価する場合において基礎となる破壊基準は、応力あるいはひずみで規定されるものであるから、通常は地山の变形量から何らかの方法によって、これを応力またはひずみに変換し、予め設定した破壊基準に照らして安全性を評価している。例えば、櫻井の提案した直接ひずみ評価法⁵⁾は測定された地中変位を周辺地山に発生しているひずみの分布に変換して、地山の破壊ひずみと比較することによってトンネルの安定性を評価するものである。また、事前の数値解析において求められた変位は管理の目安を与えるけれども、トンネルの安定性自体の評価は Mohr-Coulomb などの破壊基準によっており、明らかに応力の評価にもとづくものである。このようにトンネルの安定性評価においては応力あるいはひずみが支配的な評価指標となるものである。したがって、トンネルの安定性を評価するためにはトンネル周辺地山の応力分布あるいはひずみ分布を知ることが重要な要件となる。

一方、坑外地中変位測定では、トンネル掘削による全ひずみ増分をトンネル周辺の比較的広い領域の地山において求めることができる。ここでは、トンネル天端に設置したスライディングマイクロメータおよびトンネル側方の地山に設置した TRIVEC の測定結果から地中ひずみを算出し、先に示した地中の变形と合わせて考察することにより、トンネル安定性の評価を行うことが可能であると考えた。以下ではその具体的な内容と留意すべき事項について述べる。

まず、ここでは坑外地中変位測定結果から求める鉛直方向（軸方向）ひずみを次のように定義する。

$$\text{鉛直ひずみ } \varepsilon_z (\%) = (1_{zi} / 1000) \times 100 \cdots \cdots (4.1)$$

ただし、 l_{zi} は測定区間 i における Z 軸方向の変位増分を示している。ここで、区間長はスライディングマイクロメータ、TRIVEC とも 1000mm であり、変位の単位も mm である。また、ひずみは % である。坑外地中変位測定によって得られるデータはその測定原理から離散型のデータであるから、(4.1) 式で示すひずみは平均ひずみといえるものである。しかし、これから議論しようとするトンネル周辺地山の領域の広さやトンネル構造物の規模との相対においてこれらは連続データとみなしうるものである。

以下では二段双設という複雑な断面構成を有するトンネル群の掘削における周辺地山の挙動について、地中に発生する鉛直方向ひずみの面から考察する。なお、ここでは主計測断面のうち地質が不良で土被りが浅く、施工上最も注意を要する STA249+30 の断面を取上げることにする。また、実際にこの断面で最大の変位が発生している。

図-4.16 はトンネル周辺地山の鉛直方向ひずみを代表的な施工段階について示したものである。なお、(a) ～ (e) はすべて掘削段階毎の増分のみを示しており、(f) だけは最終段階における累積の鉛直方向ひずみの分布を示した。ただし、重力による初期ひずみは考慮していない。また、図中の円形は縮み（圧縮）のひずみを、三角形は伸び（引張り）のひずみを表しており、それぞれの大きさがひずみの大きさと対応している。

まず、鉄道トンネルの掘削では鉄道トンネル両側壁部に最大 0.4% の圧縮ひずみが発生する。また、鉄道トンネルの天端直上部、とくに西側トンネルの直上部には一部 0.5% 程度の引張りひずみが発生しており、その上下の不連続性から考えて、潜在クラックの開口などが考えられる。鉄道トンネル掘削による影響は鉛直方向ひずみでみるかぎり、トンネル側壁近傍と、トンネル直上部の地山に限られている。また、掘削壁面から約 1D (D はトンネル掘削幅) 離れた地中ではまったく鉛直方向ひずみがあらわれておらず、トンネル掘削がトンネル側方地山の鉛直方向ひずみに与える影響は側壁から 1D 以内であることがわかる。次に、導坑掘削時には導坑と導坑のあいだに残される岩柱部分に応力集中が認められ、鉛直方向ひずみは最大 0.6% 程度の圧縮を示している。最大の鉛直方向ひずみの発生している位置での土被りは約 17m で、初期ひずみの鉛直方向成分は最大 0.1% 程度（ただし、地山の単位体積重量を 2.3 tf/m^3 、地山の弾性係数を 35000 tf/m^2 と仮定）と考えられる。したがって、約 6 倍の応力集中を示していることになる。これは Obert と Duvall が求めた平行な円形トンネル間のリブ・ピラーにおける応力⁶⁾ よりかなり大きな応力集中であるが、実際の岩盤には亀裂が存在しており、これらの影響が現れているものと考えられる。しかし、導坑下方へいくに従い圧縮ひずみは急激に

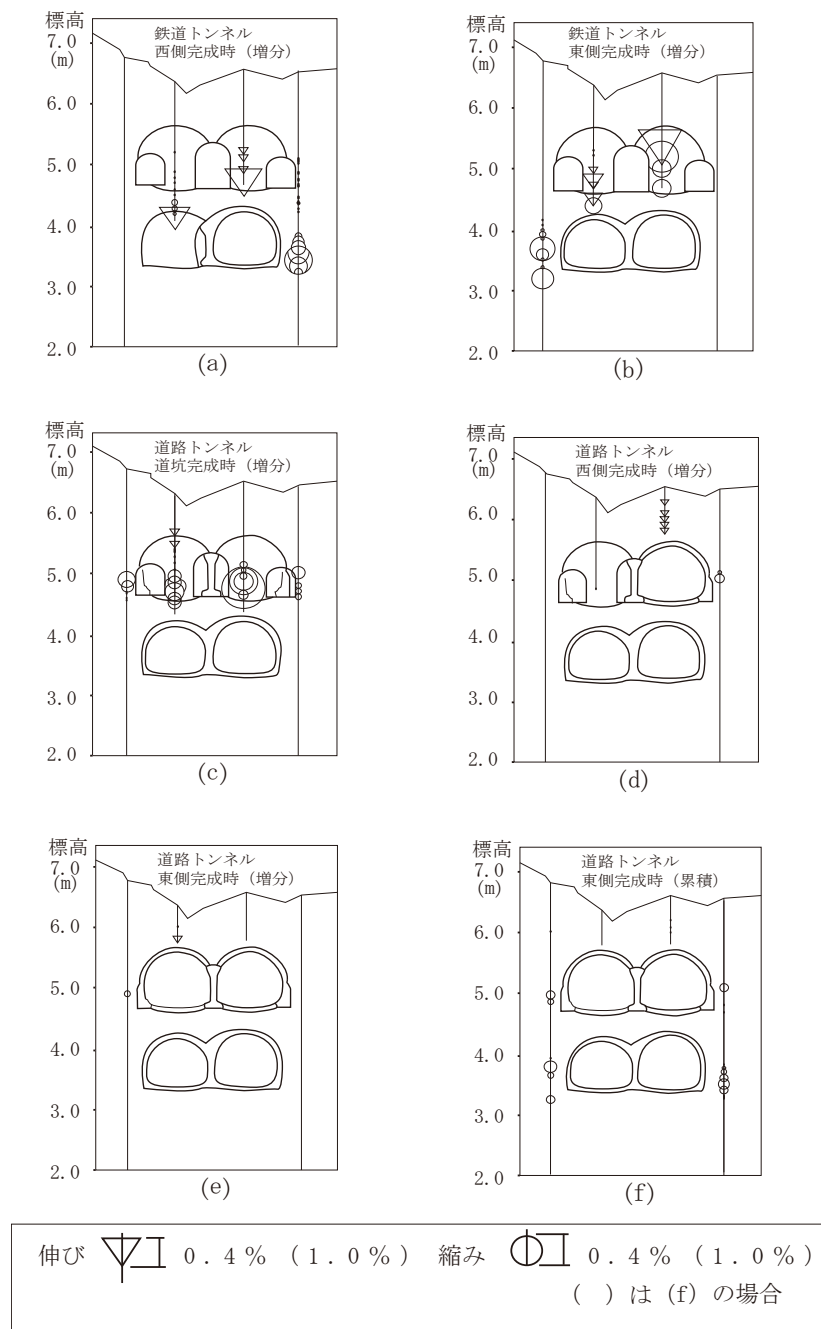


図-4.16 トンネル周辺地山の鉛直方向のひずみ分布

減少し，下部の鉄道トンネル天端付近の地山ではほとんどひずみは変化していない．さらに，道路トンネル上下半の掘削では側方のごく限られた部分にのみ小さい圧縮ひずみが発生している．また，西側トンネル掘削時にはトンネル直上部に地表近くまで連続する0.1%程度の引張りのひずみが認められる．東側トンネル掘削の影響はほとんど認め

られず、とくに完成した西側トンネル直上部の地山においてもその影響はほとんど皆無である。また、導坑掘削も含めた道路トンネルの掘削による下部鉄道トンネル側方地山における鉛直ひずみの増分はまったく認められない。

結局最終的な鉛直方向ひずみ分布図 (f) とともあわせて土被りの薄い二段双設トンネルの掘削によって発生するトンネル周辺地山における鉛直方向ひずみについては以下のことが判明した。

- ① トンネル側方地山については掘削断面の側壁近傍の地山に集中して圧縮ひずみが発生する
- ② トンネル掘削が側方地山に及ぼす影響は鉛直ひずみについても側壁から 1D 以内である
- ③ 掘削するトンネルの上方地山内には引張りひずみが発生する傾向が強く、土被りの薄い場合には地表面にまで同程度の大きさのひずみが連続して発生する
- ④ 導坑掘削時には導坑と導坑の間の岩柱部分には相当な応力集中が発生する
- ⑤ 上部の道路トンネル掘削は下部鉄道トンネル側方の地山の鉛直方向ひずみに対して全く影響を及ぼさない

ここで、ひずみは一般に弾性体の挙動においては弾性係数を介して応力と 1 対 1 の対応をしている。したがって、上述のひずみはトンネル周辺地山が弾性体としての挙動をしていることを前提として応力と読みかえることができる。また、地山の破壊基準として限界ひずみ⁷⁾を導入することによって周辺地山が弾性範囲内にあるかどうかの大局的な評価が可能である。すなわち、トンネル掘削壁面近傍における応力状態はほぼ 1 軸応力状態と考えることができ、その主応力の方向はトンネル壁面の接線方向である。したがって、図-4.16 においてトンネル側壁部と導坑間の岩柱部分に発生している最大の鉛直方向ひずみはこれをほぼ主ひずみと考えることができる。一方、STA249+30 の断面の岩級区分は D 級であり、この地山の限界ひずみは 0.7% 程度⁸⁾と考えられるため、周辺地山は圧縮領域に関してほぼ弾性領域内にあると判断されるが、空洞壁面ではさらに応力集中が進むため局部的に破壊が生じていることも十分考えられる。事実、部分的にはあるが吹付けコンクリートに縦方向のクラックが生じた。一方、引張りのひずみが発生している領域内では、引張りに関する限界ひずみについて明確にされたものはない

が、圧縮と引張りの強度比から考えて最小でも圧縮側限界ひずみの $1/15$ 程度とすればよいものと想定される。したがって、ここでは、 $0.7 \times (1/15) \approx 0.05$ (%) 程度と考えられ、多くの領域で引張り破壊が生じていることになる。しかし、これらはいずれも初期ひずみを考慮しておらず、とくに引張り側の限界ひずみは極めて小さいことから初期ひずみの影響は大きく、上の結論は必ずしも当てはまらないであろう。傾向としてはかなり安全側へ移行するものと考えられる。しかし、筆者は引張り領域に関してはその限界ひずみ、許容応力度にとらわれることなく、すべて施工上の要注意領域として考えるのが望ましいと考えている。

一方、計測された地中ひずみからトンネルの安定性を評価する場合には次の点が重要である。すなわち、地中ひずみは一般に 2 点間の相対変位にもとづいて算出されるものであって、その測点の絶対変位によらないということである。しかも通常の現場計測は主に経済的な理由からトンネル周辺のごく限られた領域に限定されることが多く、特に土被りの薄いトンネルなどで問題となるトンネル上方の比較的広範な地山が一体となって挙動するような場合においては、その挙動ブロック内では顕著な応力増分やひずみの増分が測定されないことがある。ここでも図-4.11(f)の地中変位ベクトル分布と図-4.16(f)の鉛直方向ひずみ分布とを比較すれば明らかなように、鉛直方向ひずみのほとんど発生していない地山においてもかなり大きな地中変位が認められる。このような状況は地中のせん断すべり面の形成や節理面に沿って大きなブロックの移動が発生した場合などに認められる現象である。こうした場合にはトンネル周辺に発生する地中ひずみだけでなく、絶対変位の測定によって、その評価を誤ることのないようにしなければならない。具体的にはトンネル天端の沈下量測定や地表面沈下測定、あるいは確実な不動点を有する地中変位測定などの結果を総合して判断することが必要と考える。

4. 3. 3 後続トンネル掘削が先行トンネルのアーチ部地山に及ぼす影響

近接トンネルの合理的な設計・施工法を確立するためには、後続トンネルの掘削が先行トンネルの二次覆工に与える影響やそのメカニズムについて明らかにしていくことが一つの重要な要件である。そのためにはまず後続トンネルの掘削が先行トンネル周辺の地山に与える影響について分析・考察しておくことが重要であると考えた。そこで、ここでは先行トンネルの二次覆工後に設置した坑内地中変位計の測定結果にもとづき、

とくに問題になると考えられる先行トンネルアーチ部地山の挙動について分析し、以下の点について考察することにした。

- ① 双設トンネルの施行において後続トンネルの掘削が先行トンネルに与える影響
- ② 上下に並行するトンネルの施工において、上部トンネルの掘削が下部トンネルに与える影響

(1) 東側鉄道トンネルの掘削が西側鉄道

トンネルのアーチ部地山に与える影響

図-4.17 は西側鉄道トンネルの二次覆工後に設置した坑内地中変位計の地山および覆工コンクリートとの相対的な関係を模式的に示したものである。ここで、二次覆工がリング構造であることや覆工の材料であるコンクリートの剛性が地山との相対において高いことを考慮すれば、坑内地中変位計の最深点5mの測点aを不動点

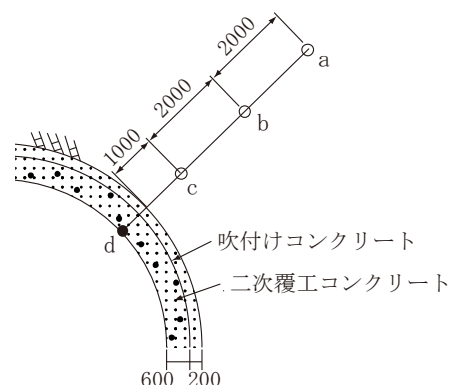


図-4.17 坑内地中変位計の地山および覆工コンクリートとの相対的關係

とみなすよりは覆工内面（d 点）を不動点とみなすほうが合理的であると判断される。したがって、以後二次覆工後に設置した坑内地中変位計の測定結果にもとづいて地中の変位を議論する場合は、二次覆工内面を仮の不動点とみなすこととする。しかし、厳密には d 点も二次覆工コンクリートの変形や移動（たとえば沈下）が考えられるため、とくに地山と覆工コンクリートの相対剛性比が大きい場合には、d 点を完全な不動点とみなすことはできないと考えるべきである。したがって、変位と同時に不動点を必要としない測点間の相対変位（区間変位）あるいは相対変位を測定区間長で除して得られる軸方向の区間ひずみについても考察することにする。これらは軸方向のひずみではあるが、ある程度応力状態を推定することが可能である。また、とくに c～d 間の区間変位または区間ひずみは地山が二次覆工コンクリートに及ぼす影響を考察する上で重要である。すなわち、圧縮側の区間変位（縮み）は覆工コンクリートに内空側へ向かう外圧が作用していることを想定させるし、引張り側の区間変位（伸び）はその逆を意味する。しかし、後者については実際の現象は地山と吹付けコンクリートまたは吹付けコンクリートと二次覆工との間に分離面が形成され、二次覆工には外力の実質的な影響はないものと考えられる。こうした後続トンネルの掘削が先行トンネル二次覆工に与える影

響を把握することが工学的には最も重要な要件であるが、ここではその解釈と理解をより合理的なものとするために、先行トンネル二次覆工に与える影響の最も大きいと考えられる先行トンネルアーチ部の地山の挙動を地中変位および地中ひずみの面から分析、考察しておくことにする。

さて、図-4.18 は鉄道トンネル東側の掘削によって鉄道トンネル西側アーチ部の地山に発生した地中変位の増分を主計測断面について示したものである。これをみれば、3断面とも共通してトンネル内空側へ向かう変位が支配的となっている。また、変位量は掘削解放断面近傍の左肩部で大きくなる傾向が認められるが、STA248+60 の断面だけはやや複雑な地中変位分布となっている。これは地山を構成する岩石自体は非常に堅く変位量が小さいわりには亀裂が発達しているために、この亀裂の影響が卓越した結果ではないかと考えられる。

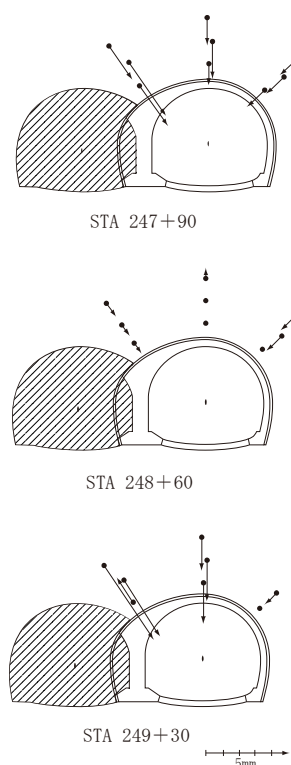
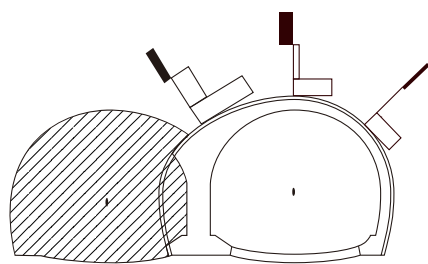


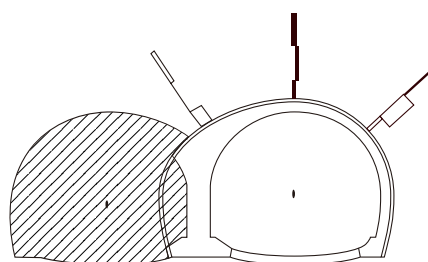
図-4.18 鉄道トンネル西側アーチ部
地山の地中変位増分

次に、図-4.19 に鉄道トンネル東側の掘削による区間ひずみの増分を示す。この図からは、覆工コンクリート背面から 3m までの地

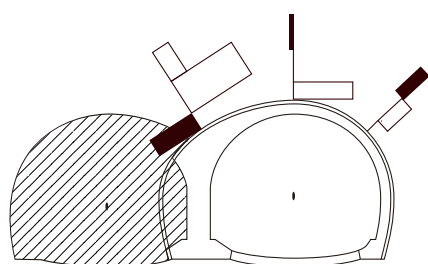
山においては概ね圧縮ひずみ帯が形成されること、またそれ以深（3m～5m）の地山では逆に引張りひずみ帯が形成される傾向のあることが判明する。このことから先行トンネルの二次覆工は後続トンネルの掘削によって生じる周辺地山の変形によって内空側へ向かう外力の作用を受けるものと考えられる。しかし、その外力の大きさや覆工コンクリートに発生する応力度の大きさについては単に求められた地山と覆工コンクリートの間のひずみの大小によって判断することはできず、地山の剛性にも関係するものと考えられるため、このことについては改めて 6.3 数値解析のところで取扱うこととする。一方、図-4.20～図-4.22 に坑外地中変位測定結果を示す。図中○-○は鉄道トンネル東側掘削直前、すなわち鉄道トンネル西側完成時の地中区間ひずみ分布を、●-●は鉄道トンネル東側完成時の区間地中ひずみ分布を示しており、この差が鉄道トンネル東側



STA 247+90



STA 248+60



STA 249+30

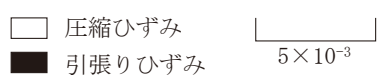


図-4.19 鉄道トンネル東
側掘削による区
間ひずみの増分

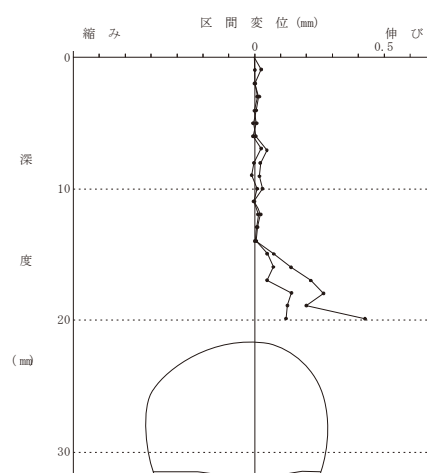


図-4.20 鉛直方向地中変位分布
(鉄道トンネルSTA247+90)

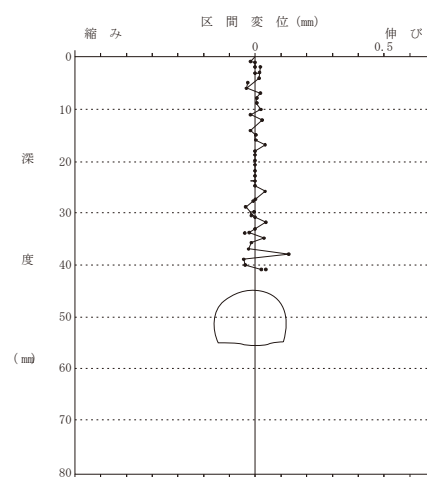


図-4.21 鉛直方向地中変位分布
(鉄道トンネルSTA248+60)

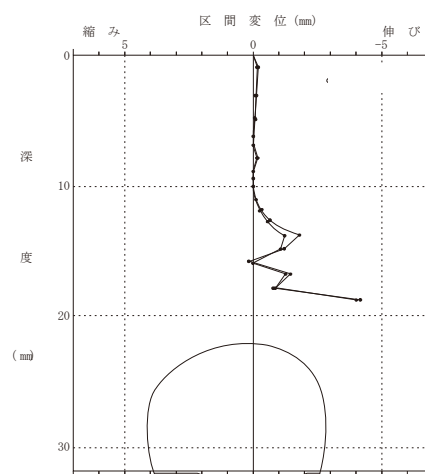


図-4.22 鉛直方向地中変位分布
(鉄道トンネルSTA249+30)

掘削による増分である．これらの図からは西側トンネル二次覆工近傍の地中ひずみ分布が欠測のため明らかでないが，地表面までの広範囲な地中ひずみの変化を読み取ることができる．これによれば STA247+90 では地表面から 16m 以深で伸び側の区間ひずみが増大しており，東側トンネル掘削の影響が結果的に西側トンネル直上の地山（トンネル二次覆工背面から約 6m の範囲）に及んでいることがわかる．しかし，STA248+60 および STA249+30 ではほとんど区間ひずみの変化は認められず，先の坑内地中変位測定結果と合わせて考えれば，東側トンネル掘削が西側トンネルアーチ部地山に及ぼす影響はほとんどない（STA248+60）か，あっても二次覆工近傍のごく限られた領域（STA249+30）であることがわかる．

（2）東側道路トンネルの掘削が西側道路トンネルのアーチ部地山に与える影響

図-4.23 に西側道路トンネルの二次覆工後に設置した坑内地中変位計の地山および覆工コンクリートとの相対的な関係を示す．鉄道トンネルと基本的には同じであるが測点が 5 測点となり，測点間隔がいずれも 1.0m となっている．

さて，図-4.24 は道路トンネル東側の掘削によって道路トンネル西側アーチ部の地山に発生した地中変位の増分を主計測断面について示したものである．ただし，STA249+30 は道路トンネルでは計測器が設置されていないため，これより 10m 手前の STA249+20 の断面の結果を示した．なお，STA249+20 の断面の地質は STA249+30 と同じ D 級であるが，土被りは STA249+30 の約 7m に対して 14m と 2 倍である．道路トン

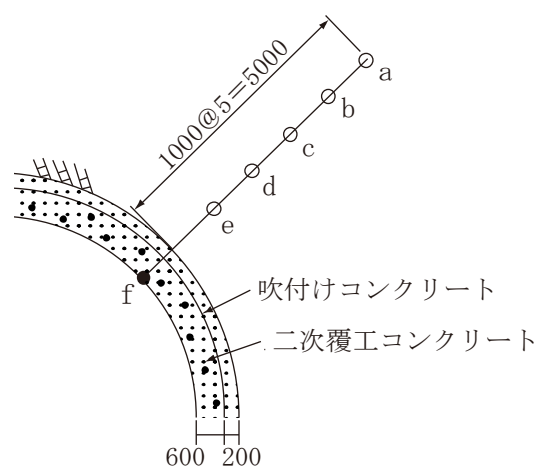


図-4.23 道路トンネルにおける二次覆工後の
地中変位計設置状況

ネルにおける地中変位は鉄道トンネルより幾分複雑な様相を呈している．道路トンネルの場合には中央隔壁の直上に調査坑跡があり，左肩部の地中変位はこの調査坑の影響を受けているものと推定される．また，土被りが非常に薄くなる STA247+90 の天端では地表面やすべりの影響で地中変位計に曲げあるいは測定軸と直交方向の力が作用してい

る可能性が強い。しかし、全体の傾向をとりまとめれば次のようである。

- ① 地山の不良 (D 級) な STA247+90 と STA249+30 では変位は概ね内空側へ向かうものであり、その大きさは掘削解放面に近い左肩部で大きくなる傾向にある
- ② STA248+60 では天端、右肩部において各深度ともほぼ同程度の地山側への変位が認められ、他の 2 断面とは挙動が異なっている。これは、二次覆工内面を不動点と考えずに内空側へ微小変形を生じた結果と解釈するのが合理的である

ここで、とくに②に関しては地山と二次覆工コンクリートの剛性比が大きく関係していると考えられる。すなわち、STA247+90、STA249+20 の断面では地山が D 級であるため、地山に対する覆工コンクリートの相対剛性比は約 30 と高いが、一方 STA248+60 の断面では地山が C_H 級と堅いために覆工コンクリートの地山に対する相対剛性比は約 3 で D 級地山における 1/10 と小さい。このことから D 級地山では覆工コンクリートを相対的に剛体とみなしてもよいと考えられるが、C_H 級地山では覆工コンクリートも地山と同程度の変形のし易さを有するものと考えらるべきである。したがって、覆工後の地中変位測定結果の評価においては地山と覆工コンクリートとの相対剛性比を考慮してその現象を解釈すべきであるといえる。

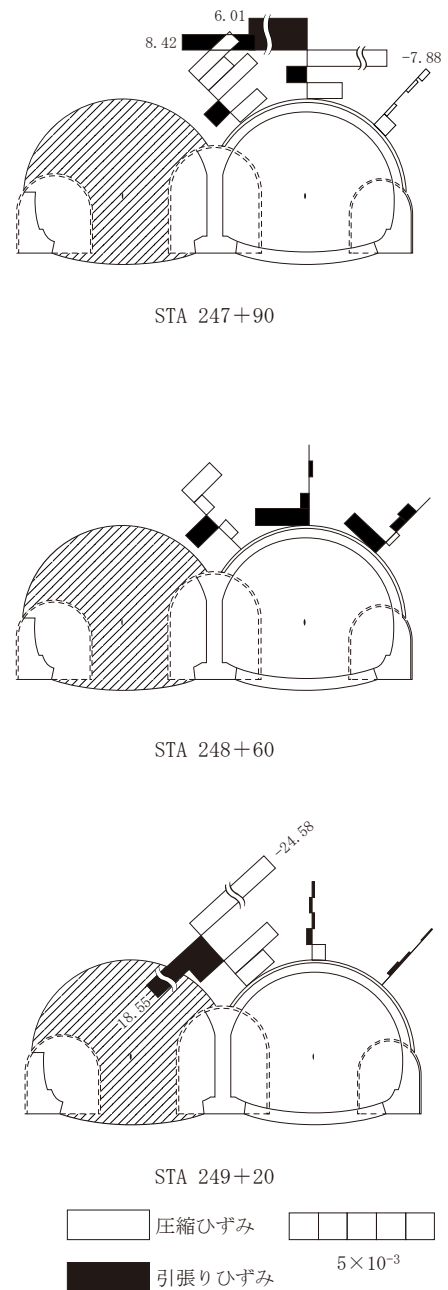


図-4.24 道路トンネル東側掘削による地中変位の増分

次に、図-4.25 に道路トンネル東側の掘削による区間ひずみの増分を示す。ここでも D 級地山の STA247+90 と STA249+20 の断面と C_H 級地山の STA248+60 ではその傾向が異なっている。すなわち、前者では覆工背面から 1m までの地山においては概ね圧縮ひずみ帯が形成されるのに対して、後者ではほぼ無ひずみから引張りひずみ帯が形成されている。このことから、D 級地山の 2 つの断面では東側道路トンネルの掘削によって覆工コンクリートに地山から内空側へ向かう外力の作用していることが考えられ、一方、C_H 級地山の断面では地山から覆工コンクリートに直接作用する外力はほとんどないものと推定される。

一方、図-4.26～図-4.28 に坑外地中変位測定結果を示す。図中の記号はすべて鉄道トンネルで示したものと同一である。これらの図からは東側トンネル掘削の影響が西側トンネルアーチ部地山にはほとんど影響を及ぼさないことがわかる。ただし、STA247+90 の結果は坑内地中変位結果と大きく相違している。これは坑内地中変位のところで述べたように、地すべり的な地山挙動によって地中変位計に曲げが作用した結果ではないかと想定されるが、測定系の相違、すなわち、坑外地中変位計の曲げ剛性は坑内地中変位計よりはるかに大きいという性質の相違によって生じたものと考えられる。

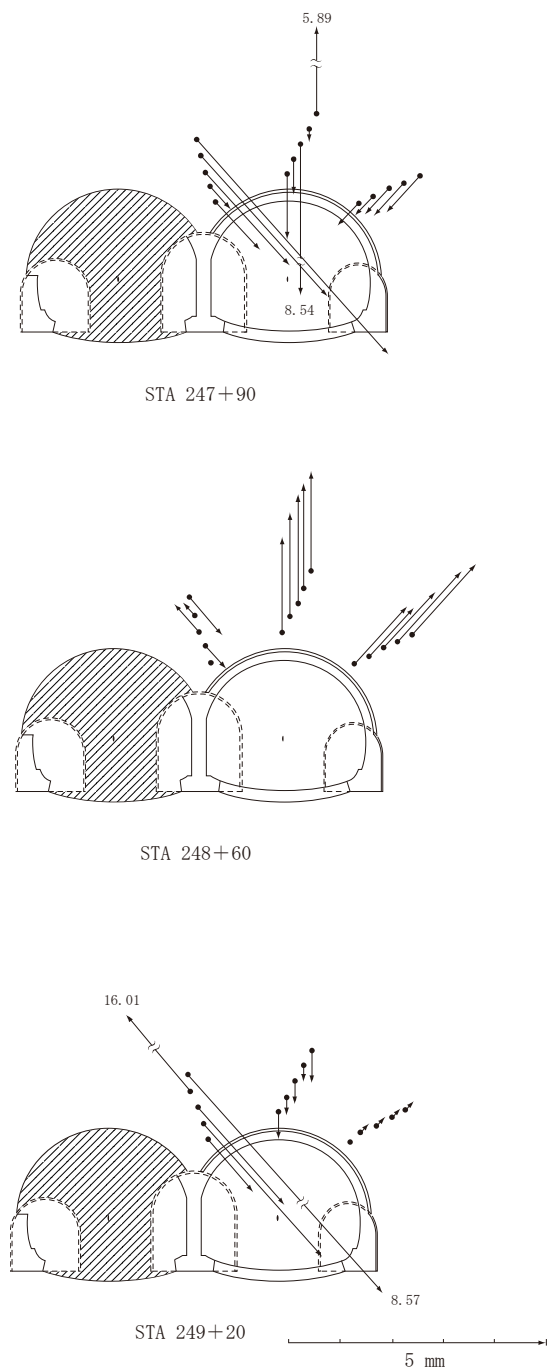


図-4.25 道路トンネル東側掘削による区間ひずみの増分

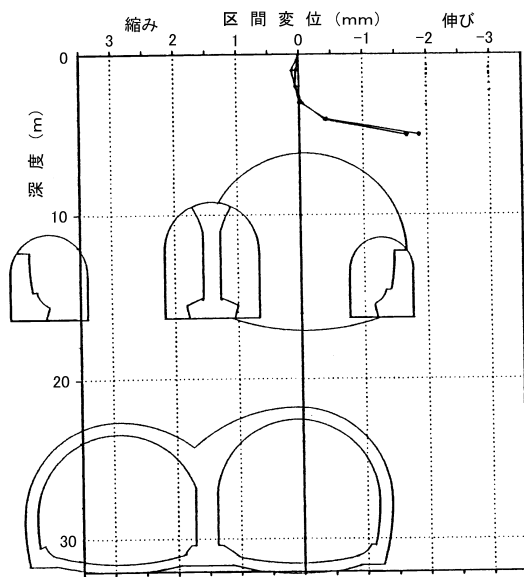


図-4.26 鉛直方向地中変位分布
(道路トンネルSTA247+90)

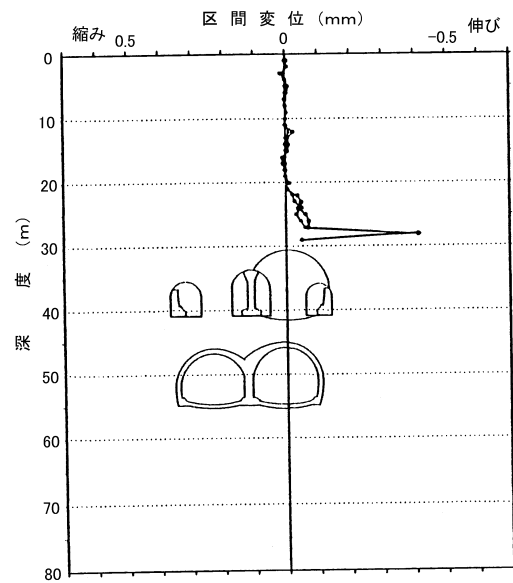


図-4.27 鉛直方向地中変位分布
(道路トンネルSTA248+60)

いずれにしても、鉄道トンネルでの結果も総合すれば、双設トンネルの施工において後続トンネル掘削が先行トンネルアーチ部地山、とくに先行トンネル中心線上の地山に及ぼす影響は地山等級に関係なく極めて小さく、しかも先行トンネル二次覆工近傍のごく限られた領域と考えることができる。このことは先行トンネルアーチ部地山が後続トンネル掘削の応力再配分に関係せず、応力的な変化を生じないことを示しており、トンネル間の相互干渉による大きなゆるみ領域の形成の可能性は少ないといえる。

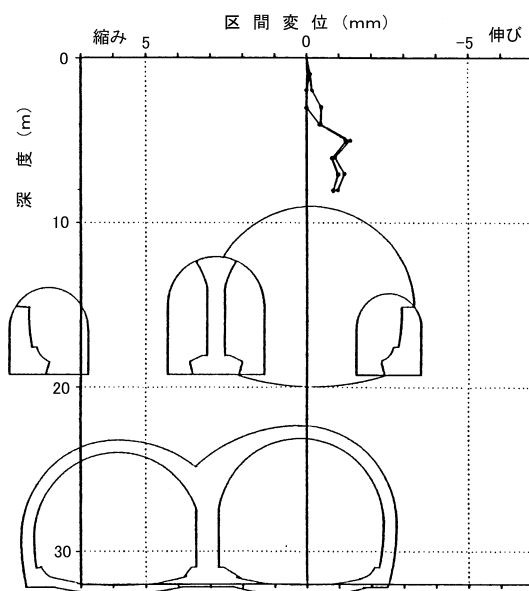


図-4.28 鉛直方向地中変位分布
(道路トンネルSTA249+30)

(3) 道路トンネルの掘削が鉄道トンネルのアーチ部地山に与る影響

道路トンネルと鉄道トンネルの間隔は 2.1m～6.0m と極めて接近している。したがって、道路トンネルが掘削されると鉄道トンネルのアーチ部地山はむしろ道路トンネルと鉄道トンネルの間に残される板状の地山として認識される。また、4本のトンネル群を総体とするならば、その中間にあつて上部トンネルと下部トンネルを分離する岩盤という意味で「中間岩盤」と表現されるものである。さて、図-4.29は道路トンネル導坑掘削によって中間岩盤に発生した地中変位の増分を主計測断面について示

たものである。STA247+90 および STA248+60 では顕著な動きは認められないが、STA249+30 では掘削断面に近い測点や導坑の間の地山において比較的大きな変位が生じている。変位の傾向は掘削される導坑断面の負担していた鉛直荷重を導坑間の地山で受け持つような形となっており、変位の方向は概ね鉄道トンネル内空側へ向かうものである。ただし、中央導坑の直下では掘削解放断面へ向かう変位が支配的である。次に、図

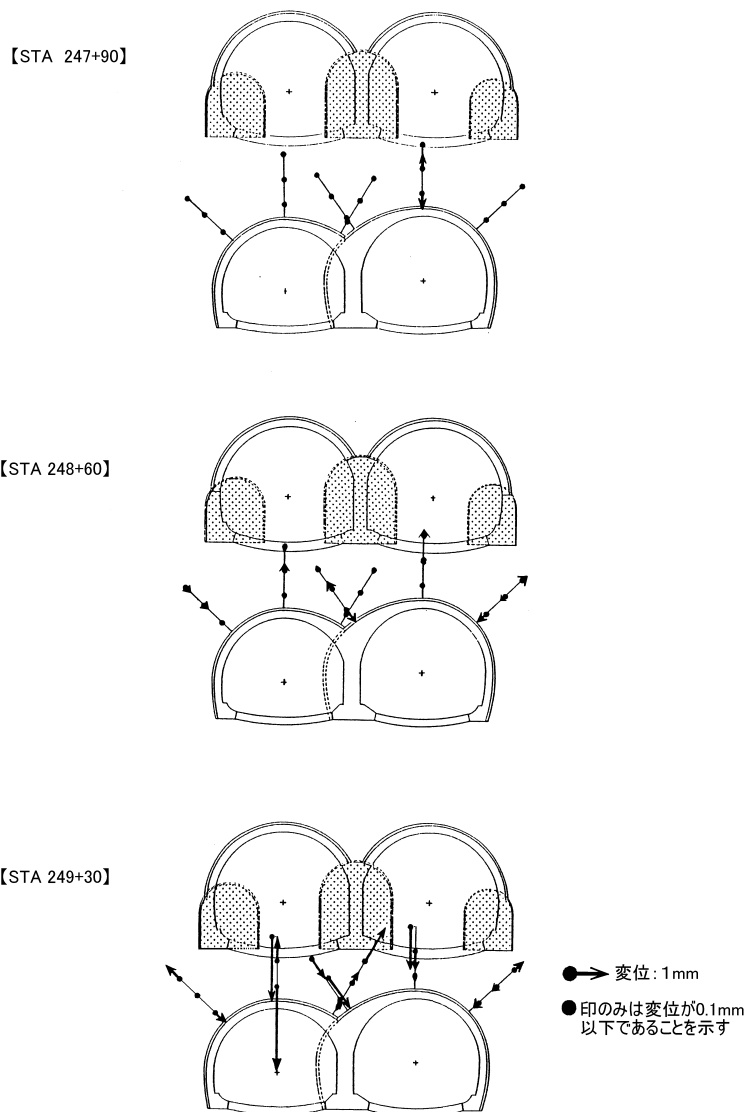
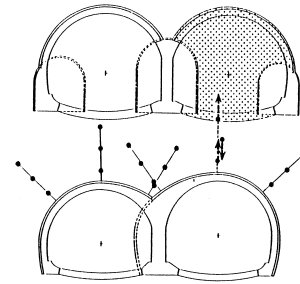


図-4.29 道路トンネル導坑掘削による
中間岩盤の地中変位増分

-4.30は道路トンネル西側の掘削による地中変位の増分を示したものである。ただし、いずれの断面も鉄道トンネル西側の直上部の測点は道路トンネル西側下半の掘削によって測点が損失するため、同図には上半掘削時の変位を示した。ここでも導坑削時と同様 STA247+90、STA248+60 の2断面では大きな変位が生じている。STA247+90 では西側鉄道トンネルの直上部のみ変位を生じており、掘削解放面へ向かう上向きの変位が卓越している。STA248+60 では東側鉄道トンネル直上部の深度 5m の測点と西側鉄道トンネル右肩部の深度 3m の測点でやや大きな圧縮側の変位が認められるほかはほとんど変位が生じておらず、下部鉄道トンネル近傍の周辺地山では全くと言ってよいほど変位が認められない。次に、STA249+30 では他の2断面と比べて変位の大きさも大きく、その方向性においても明瞭な傾向を有している。すなわち、鉄道トンネル西側直上部のみが掘削解放面へ向かう大きな変位（浮き上がり）を示し、他の測点は極めて小さい伸び側の変位と比較的大きい圧縮変位を示している。鉄道トンネル東側の周辺地山に影響が及んでいるのはこの断面だけである。

次に、道路トンネル東側掘削による地中変位の増分を図-4.31 に示す。ここでも STA248+60 や STA249+30 では下半掘削によって測点が損失することになるが、STA249+30 は鉄道トンネル東側の坑内作業との関係でそれ以

【 STA 247190 】



【 STA 248160 】

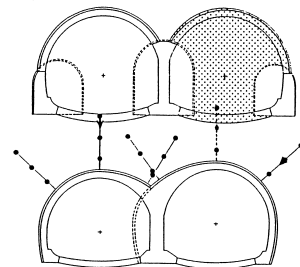
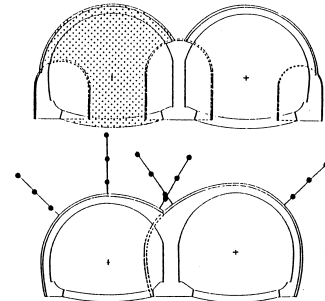


図-4.30 道路トンネル西側掘削による
中間岩盤の地中変位増分

【 STA 247190 】



【 STA 248160 】

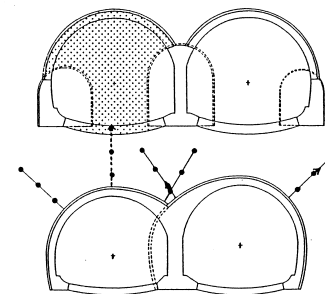


図-4.31 道路トンネル東側掘削による
中間岩盤の地中変位増分

前より欠測となっている。いずれの断面も特別大きな変位は認められないが、東側鉄道トンネル直上部では伸び変形（浮き上がり）を示しているものと予想される。以上の測定結果を総合すれば、

- ① 道路トンネル掘削が下部鉄道トンネルアーチ部地山（中間岩盤）に及ぼす影響は、中間岩盤の地質と上下トンネルの間隔に支配される傾向が強い。中間岩盤が C_L 級以上でかつ上下トンネルの間隔が掘削されるトンネルのほぼ半径以上あれば上下トンネル掘削の影響は下部トンネルの二次覆工に直接影響を及ぼすような周辺地山の変形を引き起こさない
- ② 導坑掘削は下部鉄道トンネルの二次覆工に内空側へ向かう外力を作用させる
- ③ 上部トンネルの上、下半掘削によってその直下の地山（下部トンネル直上の地山）は浮き上がるように変位するが、これは下部トンネルの二次覆工に対しては除荷に相当し、事実上影響力はないと見なしうる。一方、斜め下方の地山は沈下し圧縮領域を生じる傾向にあるが、下部トンネルの二次覆工に与える影響は二次覆工コンクリート直近の変位から考えてあまり大きくないと想定される。特に、上部トンネルの最後に掘削される断面が斜め下方にある下部トンネル二次覆工周辺地山に及ぼす影響は隣接トンネルの二次覆工が完成していることもあり、D 級地山においてさえほとんど認められない

4. 3. 4 切羽の進行にともなう地中ひずみ分布の変化

ここでは掘削によって発生する地中ひずみの比較的大きな STA247+90 と STA249+30 のスライディングマイクロメータの計測結果から、鉛直方向ひずみの経時変化について考案する。スライディングマイクロメータの特徴から切羽が計測断面を通過する以前からの地中ひずみの変化を求めることができる。また、道路トンネル掘削に関しては切羽前方の地中ひずみ分布も得られ、切羽の進行と地山の挙動との関係あるいは三次元的な応力再配分過程について分析、考察するうえで貴重なデータと考える。

さて、図-4.32 は鉄道トンネル上半掘削時の地中ひずみ分布を示したものである。ここで、負の切羽距離は切羽が計測断面まで到達していないことを表し、その大きさが切羽と計測断面との距離を示している。また、正の切羽距離は全くその逆を意味する。

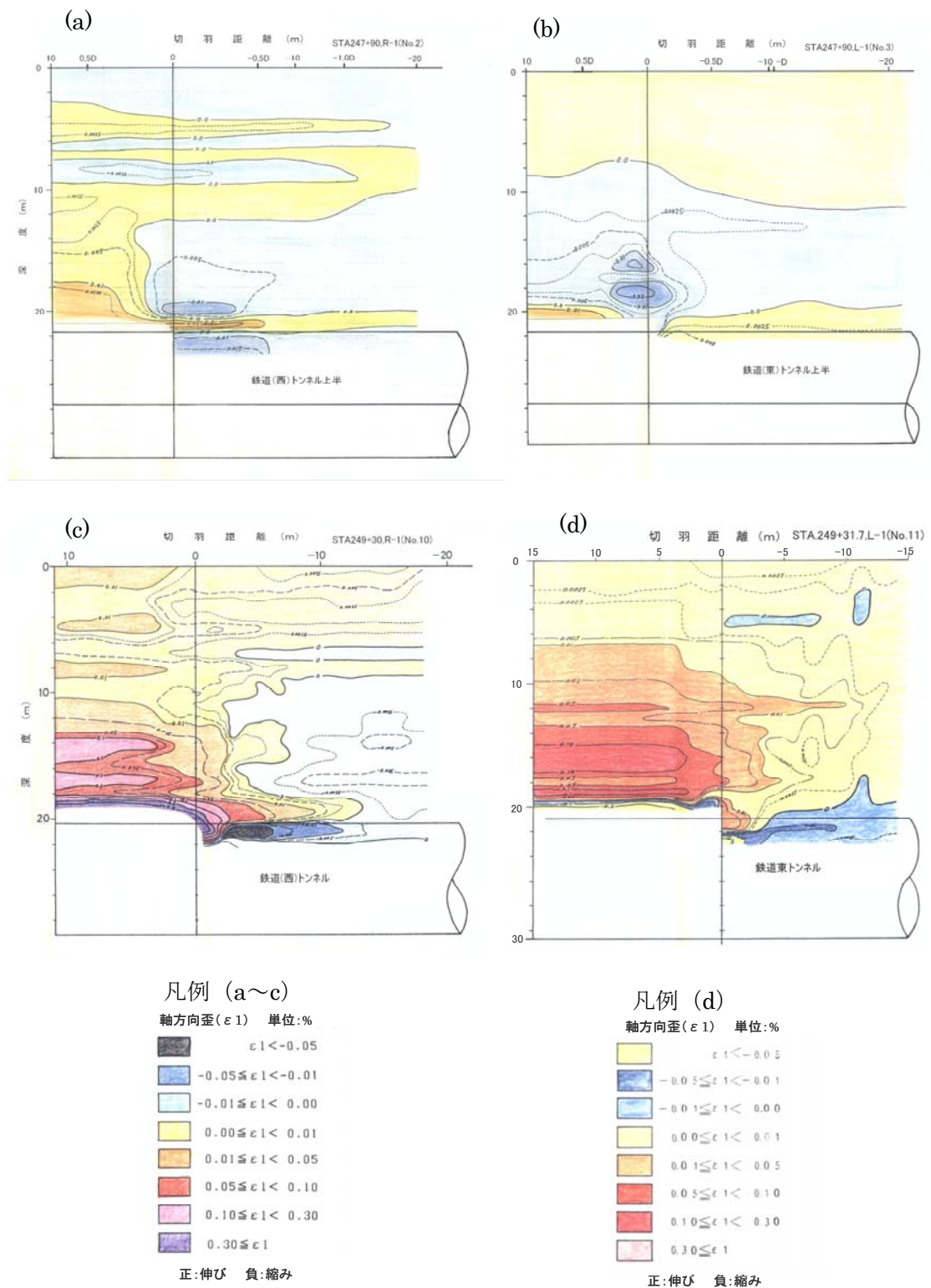


図-4.32 鉄道トンネル上半掘削時の地中ひずみ分布

鉄道部における STA247+90 の地中ひずみはかなり小さいもので、STA249+30 と比べて 1 オーダー小さい値である。さらに、東側トンネル掘削時の地中ひずみ分布は幾分複雑で、切羽通過前後にトンネル天端から 2m~7m の間で弱い圧縮帯が形成され再び消滅している。西側トンネルでは切羽が約 0.5D にまで近づくと影響が現れ始め、切羽通過後 0.4D で完全に収束している。また、東側トンネルでは-0.2D で影響が現れ始め、0.5D 程度で収束したとみることができる。

一方、STA249+30 の断面では東西両トンネルに共通して特徴ある現象が認められる。すなわち、切羽が通過するまでに掘削予定断面内に比較的大きな圧縮帯が形成されることが、また、掘削予定断面の上端部およびその上方の地山（アーチ部地山）に引張り帯が形成されることである。このことからアーチ部地山には明らかに先行変位の生じることが理解され、特に両側トンネルの掘削断面近傍の地山では最終ひずみのかなりの部分が切羽通過以前に発生していることがわかる。したがって、切羽通過後に設置する坑内地中変位計の計測結果の評価には十分留意することが必要である。また、ひずみの分布からわかるとおり、切羽においては切羽の上端部の安定確保が極めて重要であることが指摘される。西側トンネルでの掘削の影響は-0.8D~0.4D 程度、東側トンネルでは-0.9D~0.5D 程度の範囲で生じており、STA247+90 と比較すると地山の悪い STA249+30 のほうが切羽通過前の影響が早い時期に現れている。しかし、いずれの断面も切羽通過後では 0.5D 前後で収束しており、一般に問題とされる切羽通過後の変位の収束に関しては地山の硬軟のみが支配的要素ではないと判断される。なお、東側トンネルの切羽通過後のひずみ分布において、掘削解放断面のごく近傍において圧縮帯が形成されているがこれはスライディングマイクロメータの設置位置と鋼製支保工の設置位置がちょうど一致しており、スライディングマイクロメータ下端部の動きを鋼製支保工が直接拘束した結果生じたものと解釈される。

次に、図-4.33 に道路トンネル上半掘削時の地中ひずみ分布を示す。まず、STA247+90 の断面についてみれば、東西両トンネルとも切羽が通過するまでに掘削予定断面内、とくに S. L（スプリングライン）付近に大きな圧縮帯の形成されることがわかる。しかし、東側のトンネルでは掘削予定断面内に引張り帯と圧縮帯が交互に形成され、節理面などの不連続面の存在を想定させる結果となっている。また掘削予定断面の上端部からアーチ部地山にかけては引張り帯の形成される傾向が認められ、特に西側トンネルでは明瞭である。この傾向は鉄道トンネル掘削時と全く同様である。さらに切羽進行の影響に

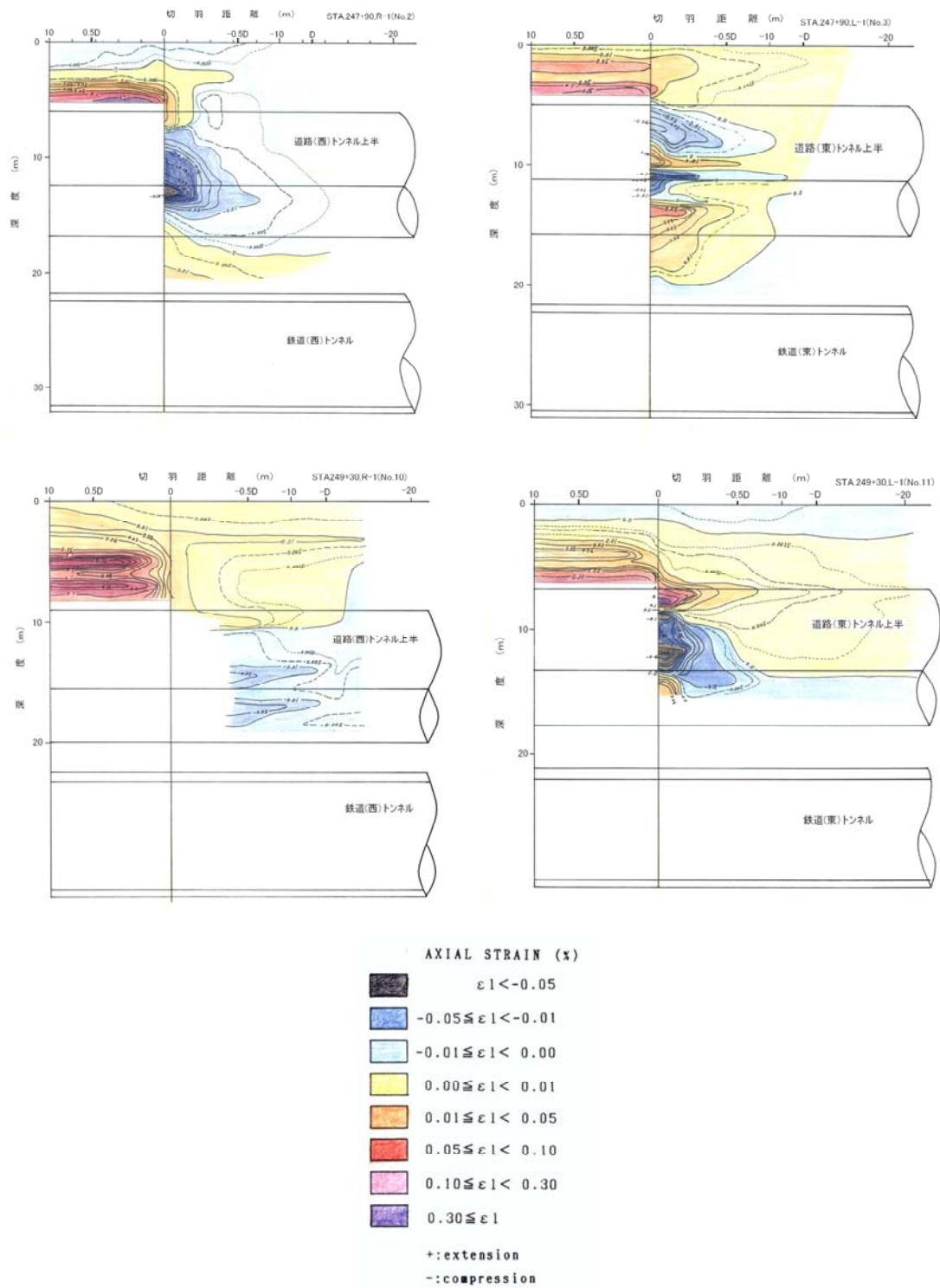


図-4.33 道路トンネル上半掘削時の地中ひずみ分布

表-4.4 切羽進行が地中変位に及ぼす影響範囲

| トンネル区分 | 位置 | STA247+90 | STA249+30 |
|--------|----|------------|------------|
| | 西側 | -0.5D～0.4D | -0.8D～0.4D |
| 鉄道トンネル | 東側 | -0.2D～0.5D | -0.9D～0.5D |
| | 西側 | -0.8D～0.3D | -1.1D～0.4D |
| 道路トンネル | 東側 | -0.7D～0.2D | -0.7D～0.3D |

ついてみれば、両側トンネルで-0.8D～0.3D 程度、東側トンネルで-0.7D～0.2D 程度の間と判断され、とくに切羽通過後の応力再配分が極めて早期に終了していることがわかる。

次に、STA249+30 の断面についてみれば、STA247+90 の断面と傾向が極めて類似していることが理解される。切羽進行の影響は西側トンネルでは-1.1D～0.4D 程度、東側トンネルでは-0.7D～0.3D 程度の範囲で発生していると判断される。ここで、切羽進行の影響についてまとめれば表-4.4 のとおりである。以上の結果を総合すれば以下のように結論される。

- ① トンネルの切羽前方の地山では S. L 付近を中心に圧縮帯が形成されると同時に、切羽上端部からアーチ部の地山にかけて引張帯が形成される。この引張帯は不安定領域と考えられるため、切羽の安定性を確保するためにはとくに切羽上端部（約 2m）の施工に注意する必要がある
- ② トンネル掘削が切羽前方の地山に及ぼす影響範囲は最大 1D 程度と考えられ、地山が堅硬になるほど影響範囲は小さいものと推定される
- ③ トンネルアーチ部の地中ひずみは切羽通過後 0.5D 程度で収束し、この収束距離は地山の硬軟や土被りの大きさに支配されない

なお、②、③に関してはトンネル掘削模型実験を解析モデルの対象とした 3 次元の弾塑性有限要素解析の結果が報告されている⁹⁾。この中ではかなりの軟岩の場合でも切羽面から 1.0～1.5D ほど奥の地山までしか応力変化（応力再配分）が及ばないこと、切羽より約 0.9D 後方においては応力はこれ以上急激に変化する余地は少なく、ある程度安定した状態になっていることを指摘している。さらに、地山の変位に関してもトンネル天端における沈下量の 90% 近くは切羽から D だけ地山奥の地点より手前側で発生する

と報告していることからトンネル掘削が切羽前方の他山に及ぼす影響範囲は 1D 程度と判断される。

4. 3. 5 坑内地中変位測定結果と坑外地中変位測定結果の対比

(1) 鉄道トンネルにおける測定結果の対比

図-4.34 はスライディングマイクロメータ坑外地中変位計によって得られたトンネル上部地山の地中変位と坑内から天端部に設置した地中変位計によって得られた地中変位について示したものである。ここで、スライディングマイクロメータと坑内地中変位の位置関係を模式的に示せば図-4.35 のようである。スライディングマイクロメータの測点のうち、掘削断面内および掘削壁面に近い測点は掘削自体や発破の衝撃によって失われるため測定不能となる。また、スライディングマイクロメータの測点の標高と坑内地中変位計の測点の標高は必ずしも一致しない。

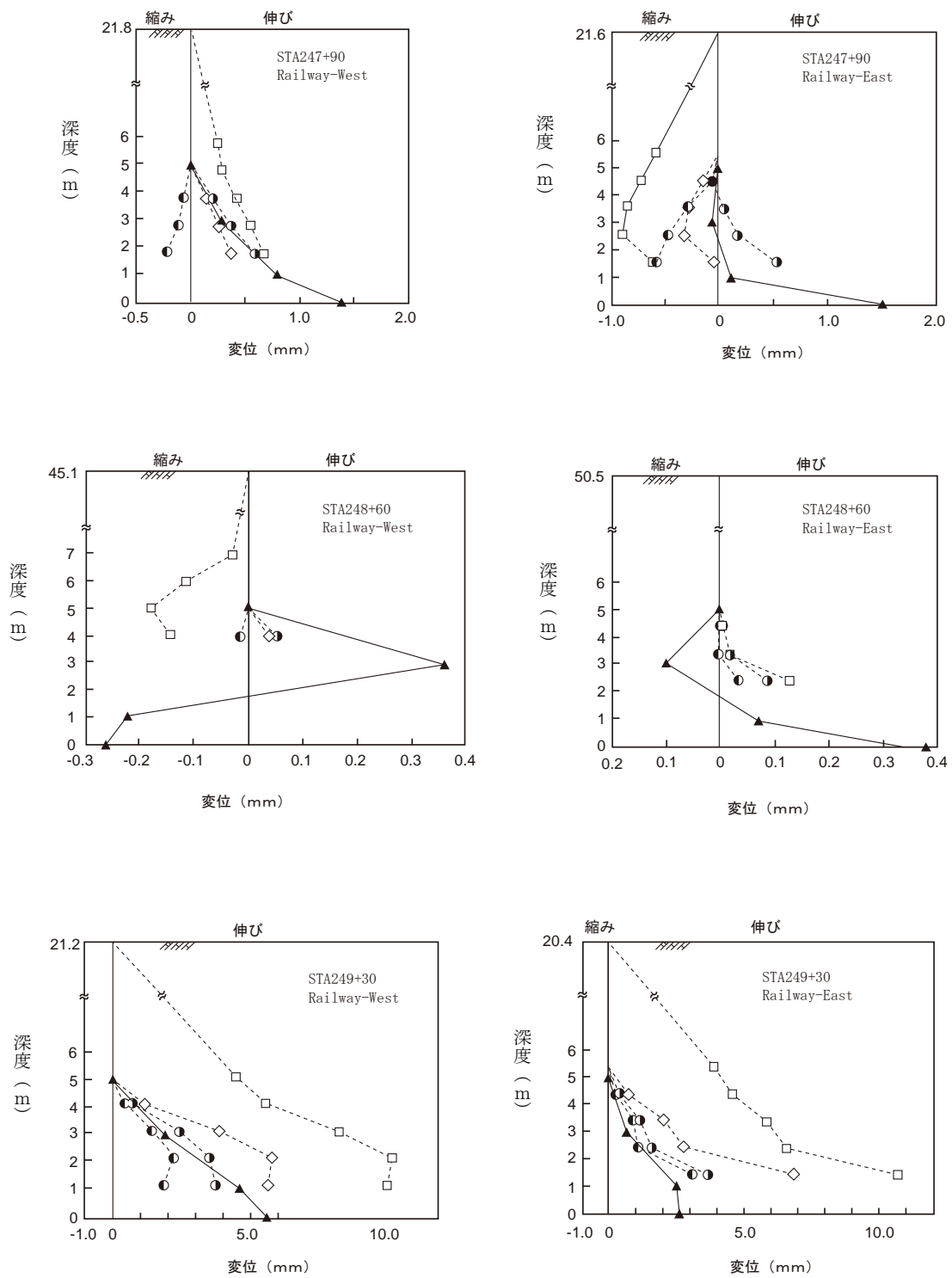


図-4.34 スライディングマイクロメータと坑内地中変位の対比（鉄道トンネル）

さて、坑内地中変位測定結果と坑外地中変位測定を対比する場合には、

- i. データ整理上の不動点位置
- ii. 初期値測定日時
- iii. 測定期間

が問題となると考えられる。そこで、図-4.34 では坑外地中変位測定結果について、

- (i) 地表面を基準点（不動点）としてトンネル掘削による全変位量（増分）を深度方向に累積したもの（□-□）。ただし、最終測定日は坑内地中変位計の最終測定日と一致させた。

- (ii) 坑内地中変位計の不動点位置（トンネル天端壁面位置から 5m）に最も近い測点を不動点として、それより深い深度の測点について切羽が通過するまでの先行変位を深度方向に累積したもの（●-●）。

- (iii) 基準点は (ii) と同じであるが、切羽通過日を初期値として、それ以後の増分を深度方向に累積したもの（●-●）。ただし、測定期間は坑内地中変位に合わせた。

- (iv) (ii) と (iii) を加えたもの（◇-◇）

の 4 種類の分布図を示した。さらに、

- (v) 坑内地中変位測定結果（トンネル掘削壁面から 5m の測点を不動点とした累積変位（▲-▲））

を示した。ここで、本来 (iii) と (v) の分布は一致するはずであるが、変位の大きさ自体はあまりよい一致を示していない。この原因としては坑内地中変位計と坑外地中変位計の設置位置がトンネル縦断方向にわずか（最大でも 1m 程度）ではあるがずれてい

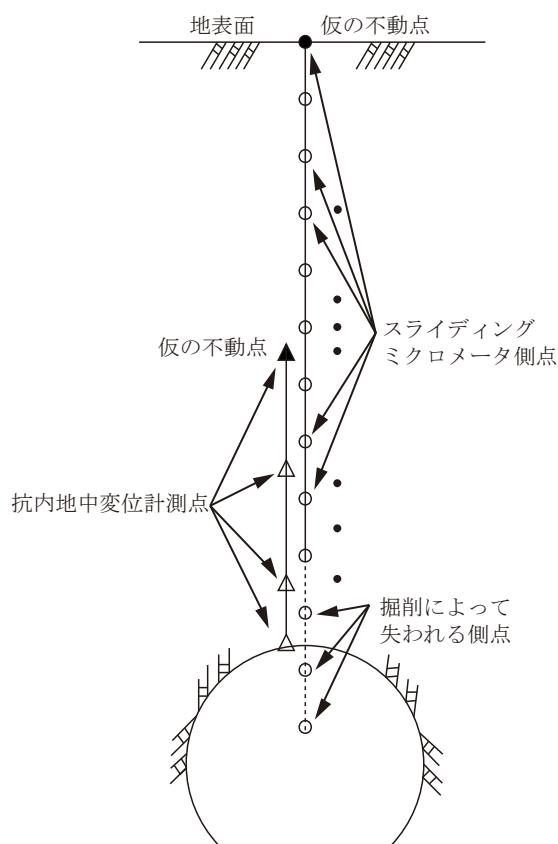


図-4.35 スライディングマイクロメータと坑内地中変位の位置関係

ることや、初期値の測定日時が坑内地中変位測定と坑外地中変位測定では何時間かのずれをともなっているため、一般に変位速度の大きい切羽通過直後の測定時間のずれは最終値で比較した場合に予想以上に大きな相違となることなどが考えられる。また、坑外地中変位計は測定用ケーシングの周囲をセメントグラウトで固めるため、グラウト材の配合を地山の剛性とできるだけ一致するよう設計するが、地山は深度方向に一様ではなく、グラウト材の剛性が地山の剛性より相当高い場合には変位計が地山の變形に追従しきれないという測定システム自体の問題も考えられる。しかし、過去のいくつかの測定結果からは当該地山程度の剛性を有する地山の場合には大きな問題にならないと判断される。

一方、地中変位測定の主な目的がトンネル掘削による周辺地山のゆるみ形態を把握することにあることを考えれば、ゆるみの範囲を推定するための基準となる変位の急増する位置の整合性について考察しておくことは重要である。こうした視点から両者（(iii)と（v））を比較すれば概ねよい対応を示しているといえる。以後、坑内地中変位分布と坑外地中変位分布の形状について比較する場合には主として変位の急増する位置の整合性についてみることにする。

次に、先行変位についてみれば、STA247+90 だけが縮み側になっており、他の断面では引張り側である。ただし、STA248+60 の西側は測点の損失が大きく正確な判断ができないため、これを除いて考えることにする。STA247+90 の先行地中変位分布から、この領域が先行圧縮領域となっていることが理解され、こうした現象がなぜこの断面にのみ発生したかは明らかでないが、地層の複雑さに起因するものではないかと想像される。いずれにしても STA247+90 および STA247+30 両断面ではかなりの先行変位が認められる。さらに、先行変位と切羽通過後の変位の両方を加えた変位の分布（iv）および地表面を基準とした全変位の分布（i）と坑内地中変位分布（v）を比較すれば、（iv）とは分布形状が比較的よい一致を示している。また、変位量においてもよい一致を示すもの（STA247+90 西側、STA249+30 東側）もあるが、変位量の一致については偶然の一致といふべきものであることは、先行変位が決して小さくないことから明らかである。また、（i）との対比からはとくに地山の悪い STA249+30 において坑内地中変位計の最深点（トンネル壁面より 5m の測点）を不動点とみなすことに問題のあることが明白となる。

(2) 道路トンネルにおける測定結果の対比

図-4.36 に道路トンネル上半掘削時の地中変位の増分を示す。データ整理の方法は鉄道トンネルと全く同じである。なお、STA249+30 の断面には坑内からの地中変位計は設置されていないため、坑外地中変位と坑内地中変位の対比はできないが、先行変位の割合をみるためにあえて取上げて示すこととする。さて、(iii) と (v) を比較すれば、分布の形状や傾向はまずまずの対応を示している。また、(iv) と (v) の対比においても分布形状は概ねよい対応を示しているといえる。ここで、STA247+90 東側の坑外地中変位測定結果の経時変化(地表面からの累積変位)を示せば図-4.37 のとおりである。このように切羽通過前後の変位勾配が他の測定時期に比べて非常に大きく、かつ収束の早い場合には初期値測定時期が先行変位の分布および切羽通過後の変位分布に大きな影響をもつことがわかる。そこで、初期値がわずかに早く測定された場合を想定してみれば先行変位の大きさは減少し、切羽通過後の変位は伸び側に増大するであろう。鉄道部の結果も含めて以上のことを総合すれば、(iii)、(iv)、(v) のいずれの地中変位分布を用いてゆるみ領域を推定しても結果的には大きな差がないと思われるが、STA247+90 の東側のようなケースには特別な配慮が必要である。一方、変位量の大きさ(区間変位の大きさ)については STA248+60 の西側で比較的良好に一致しているほかは大きく相違している。したがって、地中変位から地山の物性値を推定する場合は地中変位そのものが結果を左右することになるため、坑内地中変位から求めた地山物性値と坑外地中変位から求めた地山物性値は当然異なるものとなるであろう。この測定結果の相違の原因については本節の(1)で考察したが、原因の特定は困難である。しかし、原因の特定は測定結果の評価に際して重要な意味を持つと考えられ、今後の大きな研究課題の一つと考えられる。

次に、先行変位について見れば、全変位に占める先行変位の割合は断面によって、また、初期値の測定が切羽通過後常に同じ時間経過で行われるとは限らないという現実からすれば、切羽通過後の測定結果から先行変位、言い換えれば掘削によって発生する全地中変位量を正確に推定することはほとんど不可能に近いと言わざるを得ないのが現状である。

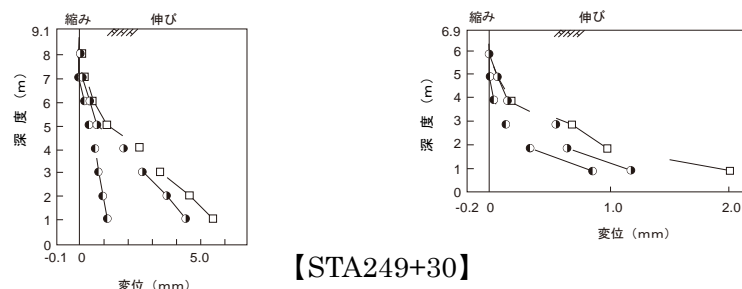
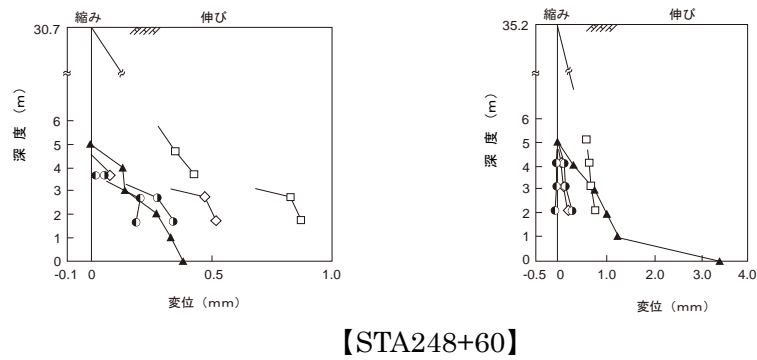
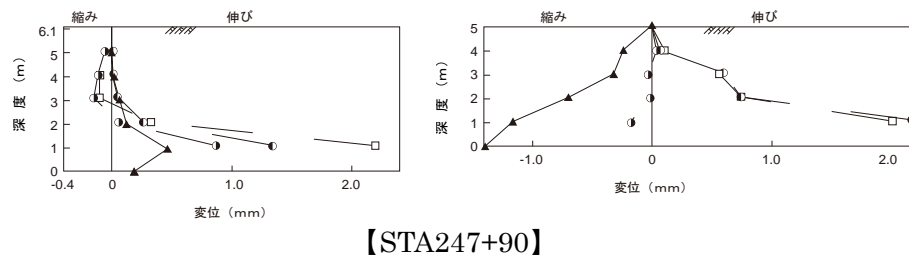
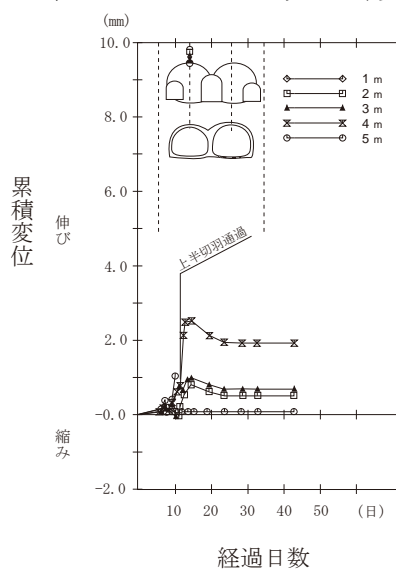


図-4.36 スライディングマイクロメータと坑内地中変位の対比（道路トンネル）



4. 4 結言

本章では近接トンネルの代表事例として二段双設（メガネ）トンネルである鷺羽山トンネルを取上げ、ここで実施した各種の計測結果をもとに、近接トンネル群の掘削にともなう周辺地山の挙動について分析した。

具体的には、まず 4. 2 で比較的土被りの薄い双設トンネルを掘削した場合に生じるトンネル直上での地表面沈下量について考察した。その結果、双設トンネルにおいて、両トンネルの地質や施工条件がほぼ同等であるならば、各トンネル直上部の地表面沈下量もほぼ同等であること、そしてこのことから双設トンネル直上部の地表面沈下量はトンネルの掘削順序に依存しないと考えられることを示した。さらに、双設トンネルの相互干渉を定量的に評価するための指標として単独トンネルを掘削した場合の沈下量と実際の沈下量との比を導入した。この結果鷺羽山トンネルではこの比が先行トンネルにおいては 1.5～2.6、後続トンネルにおいては 1.4～2.4 であることを見出した。

次いで、双設トンネルの掘削において先行トンネル周辺のゆるみが地表面沈下量に及ぼす影響について明らかにするため、弾性 FEM 解析を用いたパラメータ・スタディを行った。この結果、先行トンネルの周辺にまったくゆるみ領域が形成されない場合でも後続トンネル直上の地表面沈下量は単独トンネルの場合の 1.3～1.4 倍、すなわち先のトンネルの相互干渉を示す指標値が 1.3～1.4 であることを見出した。また、先行トンネルの周辺にゆるみ領域が形成される場合には、ゆるみ領域が大きくなると地表面沈下量も大きくなる傾向にあり、この傾向はゆるみ領域の物性劣化（弾性係数の低下）が激しいほど大きいこと、さらにゆるみ領域の物性劣化の度合いが双設トンネルの地表面沈下量の大小にとって支配的要因となることを示した。

次に、4. 3 では坑外地中変位測定の結果を分析し、以下のことが判った。

- ① トンネル掘削が周辺地山に及ぼす影響は、掘削面上方の地山において大きく、下方の地山では極めて小さい傾向がある。とくに、下方の側方地山に対する影響範囲は D 級の地山でも掘削底面から 3m 以内である
- ② 上下に配置されたトンネルにおいて、上部トンネルの掘削は下部トンネルの側方地山にほとんど影響を及ぼさない
- ③ トンネル掘削による応力開放が側方地山に及ぼす影響範囲は掘削壁面からほぼ 1D（D はトンネル掘削幅）以内である

- ④ 土被りが 1D 以上あれば、トンネル掘削壁面側方の地山内におけるトンネル軸方向の変位はほとんど発生しない
- ⑤ トンネル軸直交方向の地中変位は掘削開放断面側方地山内に限られる傾向が強く、それ以外の領域では急速に減衰する

これからさらに次のことを指摘した。

- a. 上下に配置されたトンネルの掘削では既設のトンネルに対する影響を低減するという観点からは下部のトンネルを先行して掘削すべきである
- b. トンネル掘削は側方にトンネル掘削幅 (D) 以上離れた地山に対してほとんど影響を及ぼさない。したがって、双設トンネルを計画する場合や、他の地中構造物に近接してトンネルを計画する場合、その離隔距離は最低限 1D 確保すればよい
- c. 孔内高精度傾斜計および TRIVEC などの孔底を不動点とみなす測定においては、この不動点を D 級の地山では掘削底面下 10m, C_M 級以上の地山では 5m もとれば実用上十分である
- d. 土被り比 H/D が 1.0 以上あれば、トンネルの安定性評価をトンネル軸に直交する二次元平面解析で行ってよい

次に、トンネル掘削にともなう周辺地山の鉛直方向ひずみの分布について分析し、以下の知見を得た。すなわち、

- ア. トンネル側方地山については掘削断面の側方近傍の地山に集中して圧縮ひずみが発生する
- イ. トンネル掘削が側方地山に及ぼす影響は鉛直ひずみについても 1D 以内である
- ウ. 掘削されるトンネルの上方地山内には引張りひずみの発生する傾向が強い。とくに土被りの小さい場合には地表面にまで同程度の引張りひずみが連続して発生することがある
- エ. 近接した空洞間に残される岩柱 (ロックピラー) 部分にはかなりの応力集中が生じる
- オ. 極めて近接して上下に配置されたトンネルにおいても、上部トンネルの掘削は下部トンネル側方の地山の鉛直方向ひずみに関してまったく影響を及ぼさない。

さらに、双設トンネルおよび上下に近接して配置されたトンネルにおいて後続トンネル

の掘削が先行トンネルに与える影響について、後続トンネルが先行トンネルのアーチ部地山に及ぼす影響から考察した。この結果以下のことがわかった。

- (i) 双設トンネルにおいて、施工を注意深く行えば後続トンネルが先行トンネルアーチ部地山に及ぼす影響は地山等級に関係なく極めて小さく、その領域も先行トンネル二次覆工コンクリート近傍のごく限られた部分であること、したがって、トンネル間の相互干渉によって先行トンネル周辺のゆるみ領域が拡大する可能性は小さく、先行トンネルの二次覆工に悪影響を与えることは少ないと判断される
- (ii) 上下に配置されたトンネルにおいて、上部トンネルの掘削が下部トンネルアーチ部地山に及ぼす影響は、上下トンネルの間隔と地質に支配される傾向が強いが、地質が中硬岩以上で間隔が掘削されるトンネルのほぼ半径 ($D/2$) 以上あれば、下部トンネルの二次覆工に直接影響を及ぼすような周辺地山の变形は生じない

参 考 文 献

- 1) 上野正高：ゆるみの発生条件と形態，トンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書，(社) 日本トンネル技術協会，pp121～130, 1982
- 2) SOL EXPERTS LTD：TRIVEC カタログ
- 3) 日本鉄道技術協会：双設ずい道の離隔距離に関する研究報告書，日本鉄道技術協会，1959, 1960, 1961
- 4) 日本道路公団：設計要領第3集トンネル，日本道路公団，1985
- 5) 櫻井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，No. 317，pp93～100, 1982
- 6) Obert, L., Duvall, W. I., Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock Jhon Wiley & Sons, New York, 1967
- 7) 本州四国連絡橋公団，SB1A アンカートンネル安定解析岩盤物性調査報告書，1984
- 8) 上掲 7)
- 9) 水谷敏則，猪熊 明，大久保雅憲：ロックボルト工によるトンネルの3次元弾塑性有限要素解析，土木技術資料，Vol. 25, No. 9, 1983

第5章 トンネル掘削にともなうゆるみ領域

5. 1 序言

トンネル掘削にともなう「ゆるみ」や「ゆるみ領域」が必ずしも統一された定義にしたがって厳格に用いられていないことについてはすでに 2. 6 ゆるみの定義で述べたとおりである。これはゆるみの発生機構がいくつも考えられることや現場におけるゆるみの測定方法によってもそのゆるみ領域の大きさが変化することなどに起因して、ゆるみ領域を一意的に定義することを困難にしている。筆者はゆるみを取扱わなければならない理由や目的に応じてゆるみ領域の大きさ、すなわち、ゆるみ領域の定義そのものが変化してもよいと考えているが、混乱を避けるために少なくとも広義な意味でのゆるみ領域の定義としては以下に従うのがよいと考える。すなわち、「ゆるみ領域は掘削の影響を受けて、地山の力学特性が掘削前の特性から変化する領域である。」¹⁾ ここでもこの定義に従うこととするが、本章では各種の計測結果からゆるみ領域を推定し、それらの間の整合性について考察することにする。

5. 2 ゆるみ領域の推定

5. 2. 1 ロックボルト軸力測定結果によるゆるみ領域の推定

(1) 鉄道トンネル掘削にともなうゆるみ領域

a. STA247+90 におけるゆるみ領域

図-5. 1 は鉄道トンネル西側掘削時のロックボルト軸力分布を示したものである。また、図中に一点鎖線でゆるみ領域の境界を示した。天端部を除いて 1.5m～2.5m のゆるみ深さとなっている。天端部は他の位置と比較して非常に小さいゆるみ領域となっている。上半掘削完了時（図中破線表示）と下半掘削完了時（図中実線表示）のロックボルト軸力分布を比較すれば、軸力そのものはすべての位置において増大しているが、軸力のピーク位置は変化しておらずゆるみ領域の大きさにはほとんど変化が認められない。

次に、図-5. 2 に鉄道トンネル東側掘削時の軸力分布を示す。全体にゆるみ領域は西側より大きく、とくに右肩部で顕著である。これは右肩部周辺の西側トンネル掘削の影

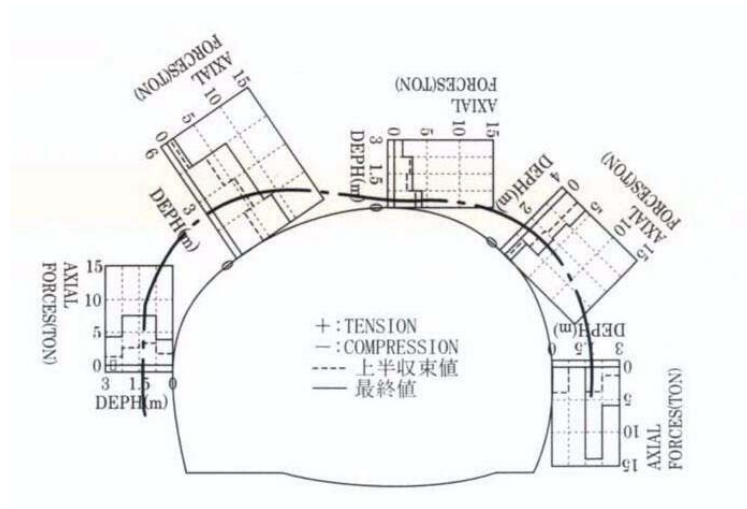


図-5.1 鉄道トンネル西側のロックボルト軸力分布 (STA247+90)



図-5.2 鉄道トンネル東側のロックボルト軸力分布 (STA247+90)

響を受けているため、ゆりみ領域が大きくなったものと推定される。一方、天端部には軸力がほとんど発生しておらず、そのピークも明瞭でない。このような場合、次の3通りのケースが考えられる。

- ① まったくゆりみ領域が発生していない
- ② ロックボルトの全長 (4.0m) よりさらに深いところにゆりみ領域の境界がある
- ③ グラウトが不十分でロックボルトと地山の接着が完全でない

③は施工上の問題であるが、天端部はグラウトが不完全になりやすいという傾向があり、

計測結果の評価には注意が必要である。この①～③のいずれであるかをロックボルトの軸力分布のみから特定することは困難であるが、他の軸力分布やゆるみ領域の大きさから考えて①の可能性は少ないと判断される。下半掘削による軸力の変化は極めて小さくゆるみ領域の拡大もほとんどない。

b. STA248+60 におけるゆるみ領域

図-5.3 に鉄道トンネル西側掘削時の軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。全体的にゆるみ領域は小さく、最大でも右肩部で 1.5m 前後と推定される。ただし、天端部については STA247+90 の東側と全く同じ様相を呈しており、ゆるみ領域を特定することは難しい。しかし、他の軸力分布やゆるみ領域の大きさから考えて、天端部のみ 3.0m を越えるようなゆるみ領域を推定するのは困難であり、むしろゆるみ領域は非常に小さいとみるべきと考える。したがって、先の①の可能性が強い。

下半掘削の影響は右側壁部だけに明瞭にあらわれており、軸力が増大し、ピーク位置も変化しているが、他の測点では軸力、ピーク位置とも大きな変化はなく、ゆるみ領域に変化は認められない。次に、図-5.4 に鉄道トンネル東側の軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。全体にゆるみ領域は小さいが、右肩部はゆるみ領域が明瞭でなく、軸力もほとんど発生していない。また、下半掘削による軸力の増大やゆるみ領域の変化はほとんどない。

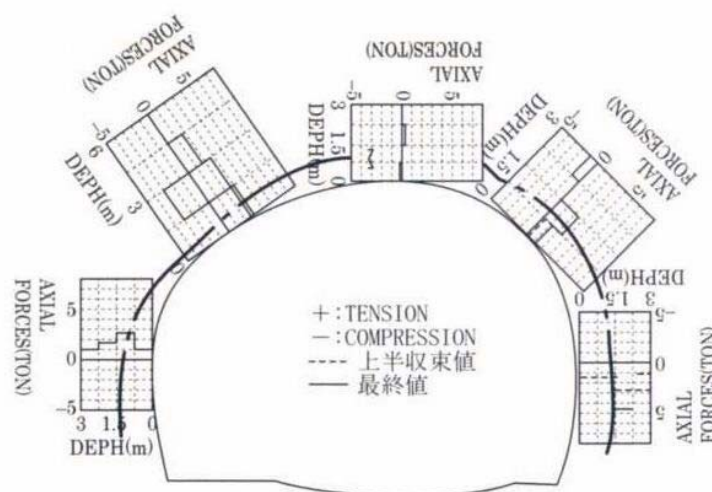


図-5.3 鉄道トンネル西側のロックボルト軸力分布 (STA248+60)

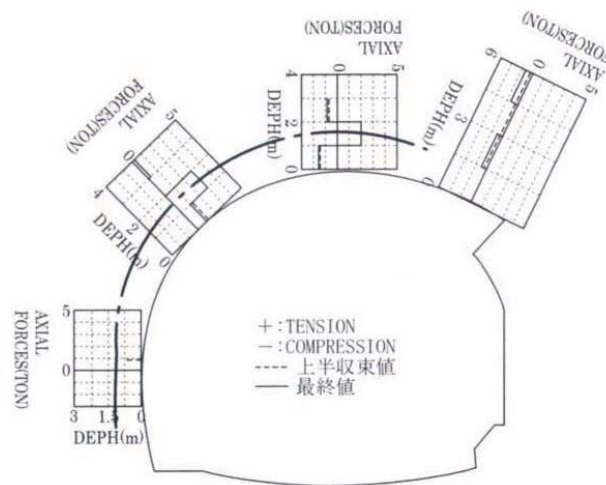


図-5.4 鉄道トンネル東側のロックボルト軸力分布 (STA248+60)

c. STA249+30 におけるゆるみ領域

図-5.5 に鉄道トンネル西側掘削時の軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。左肩部で最大のゆるみ領域となっており、深さは 3.8m である。同時に右肩部もやや大きなゆるみ領域（深さ 2.5m）が認められる。左側壁部では軸力が深度によってほとんど変化しておらず、このことはロックボルトと地山の間がすべっていることを示唆するものである。いわば、先端固着型のボルト軸力の分布形状を示しているが、地山のせん断抵抗が非常に小さいためか、あるいは計器埋設上での不備によるものかは明確でない。いずれにしてもこの軸力分布からゆるみ領域の大きさを推定することは不可能である。一方、天端部におけるゆるみ領域は非常に小さい。全体的な傾向としては両肩部においてゆる

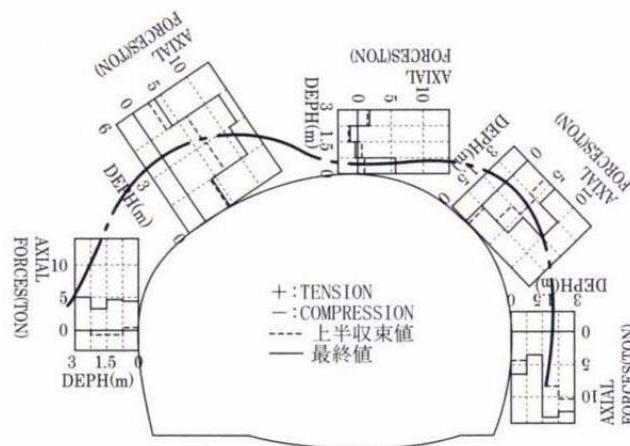


図-5.5 鉄道トンネル西側のロックボルト軸力分布 (STA249+30)

み領域が大きくなっている。下半掘削の影響はすべてのロックボルト軸力分布にあらわれており，明らかに軸力が増加しているが，ゆるみ領域の境界そのものには大きな変化は認められない。

次に図-5.6 に鉄道トンネル東側の軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。全体の傾向は左右両肩部でゆるみ領域が大きく，これと比較し天端部，左側壁部では相対的に小さい。下半掘削の影響は側壁部にのみ認められ，他の部分はほとんど軸力の変化がない。

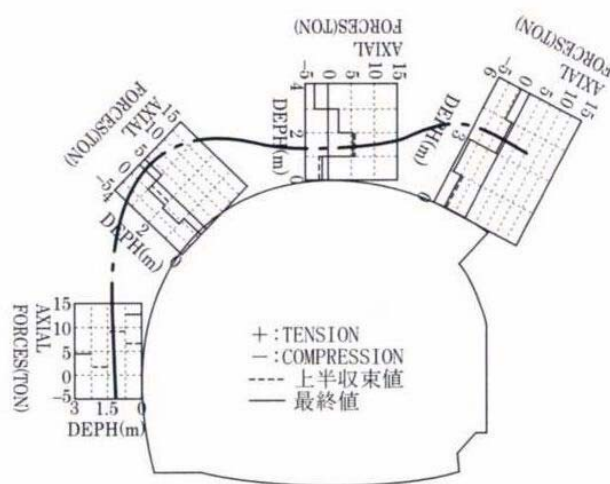


図-5.6 鉄道トンネル東側のロックボルト軸力分布 (STA249+30)

(2) 道路トンネル掘削にともなうゆるみ領域

a. STA247+90

図-5.7 に西側トンネル掘削時のロックボルト軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。右側壁以外は軸力も小さく，ゆるみ領域の境界は明瞭でない。とくに天端および左肩部においては極めて低い軸力を示しており，この原因は先に示した①～③が考えられるものの，土被りの非常に小さい（約 6.7m）ことを考慮すれば②のロックボルトの全長よりさらに深いところにゆるみ領域の境界のある可能性が強く，ここではゆるみ領域の境界を 3.0m 以深と判断する。また，右側壁部の軸力分布も複雑であり，ゆるみ領域の境界を特定するのはかなり困難であるが，概ね図-5.7 に示すようなゆるみ領域の境界を設定することが可能である。

次に，図-5.8 に東側トンネル掘削時のロックボルト軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。この断面の軸力分布も圧縮と引張りが交互に表れるなど複雑で，壁面近傍（一点鎖線）とロックボルト長よりさらに奥（破線）の二つのゆるみ領域の境界を想定するこ

とが可能である．このように考えることによってロックボルト最深部の圧縮軸力の発生メカニズムを説明することができるが，条件のほぼ等しい西側断面のゆるみ領域を考えれば，ゆるみはロックボルト長（3.0m）をこえて広がっていると考えるのが妥当と判断する．

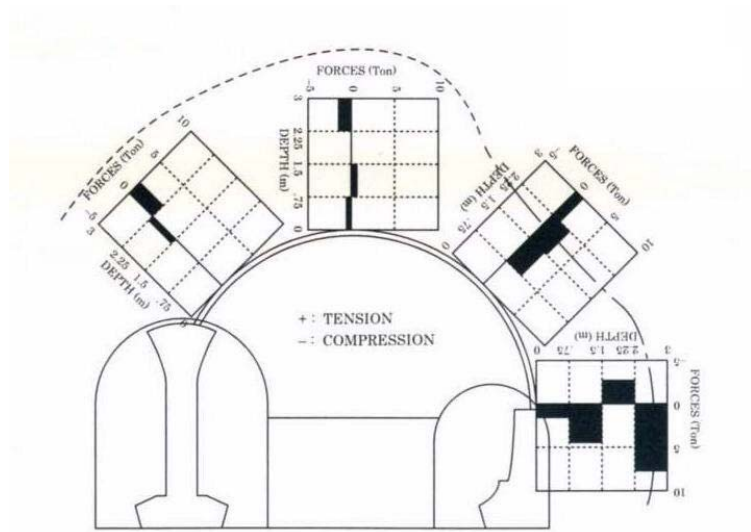


図-5.7 道路トンネル西側のロックボルト軸力分布（STA247+90）

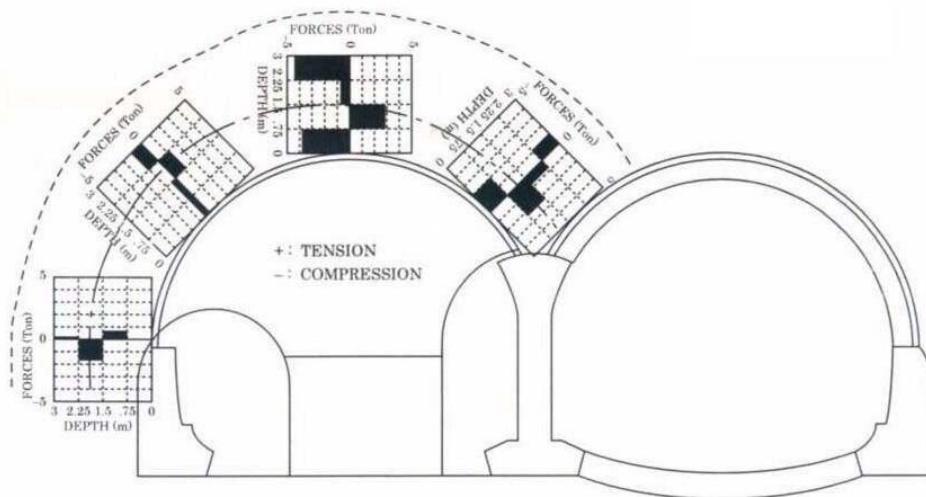


図-5.8 道路トンネル東側のロックボルト軸力分布（STA247+90）

b. STA248+60

図-5.9 に西側トンネル掘削時のロックボルト軸力分布とゆるみ領域の推定を示す．この断面の軸力分布は特徴的である．すなわち，いずれのロックボルトも 0.75m～1.5m の間と 2.25m～3.0m の間に引張りのピークをもつ点で，これは二層のゆるみ領域を想定することによって説明できる．すなわち，壁面から約 1.0m の領域および 2.5m 程度までの 2 つの領域をゆるみ領域と考えることができる．しかし，天端は軸力も小さく，全体がゆるみ領域の中にあるか，あるいは全くゆるみが発生していないかのいずれかと考え

られるが、軸力分布だけからこれを判断することは難しい。

次に図-5.10に東側トンネル掘削時のロックボルト軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。すべて0.75m～1.5mの間に軸力のピークがあり、図にはこの中間点あたりをゆるみ領域の境界として表示した。

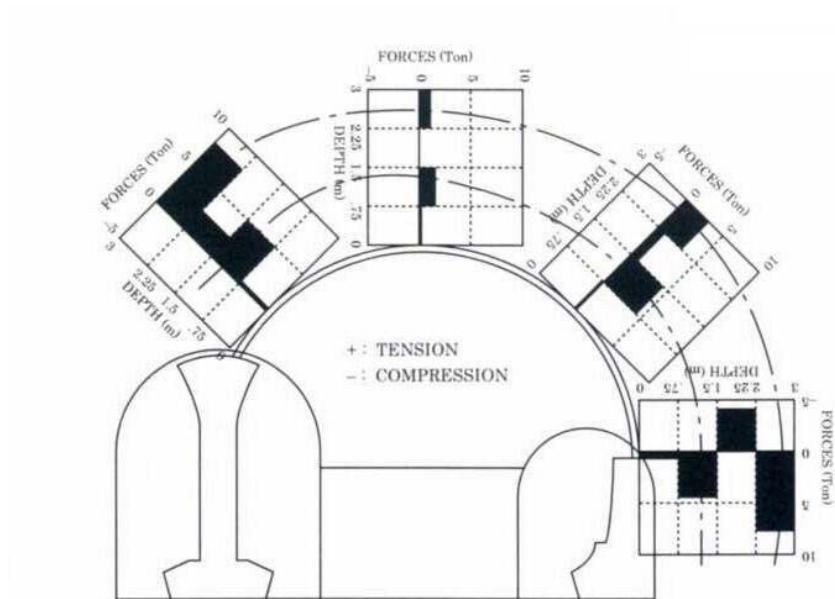


図-5.9 道路トンネル西側のロックボルト軸力分布 (STA248+60)

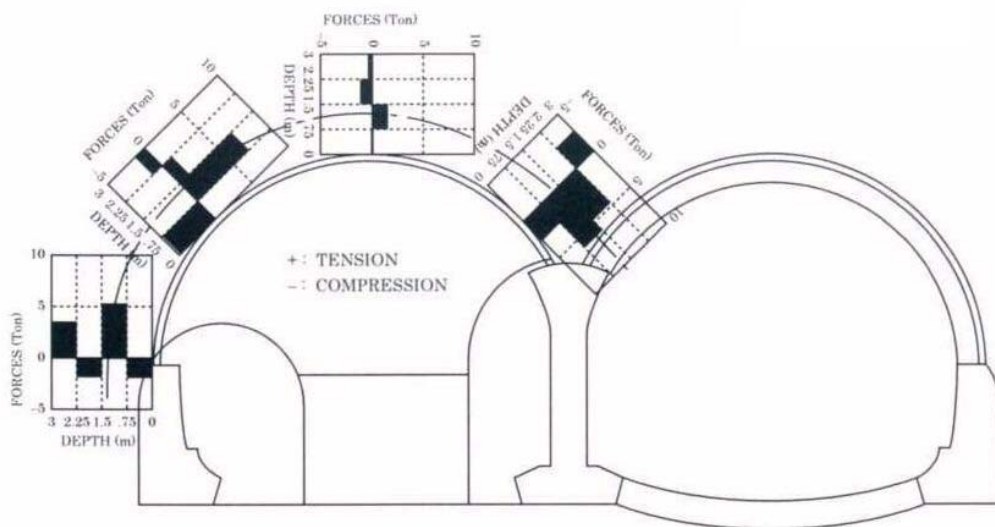


図-5.10 道路トンネル東側のロックボルト軸力分布 (STA248+60)

c. STA249+20

図-5.11 に西側トンネル掘削時のロックボルト軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。天端部にはほとんど軸力が発生しておらず、ロックボルト全長がゆるみ領域内に入っていることも考えられる。他の位置においては図中に示したとおり、比較的明瞭なゆるみ領域の境界を推定することができる。ゆるみ領域の深さは右側壁部から右肩にかけて約2.0m、左肩部でやや浅く1.0m程度である。

次に、図-5.12 に東側トンネル掘削時のロックボルト軸力分布とゆるみ領域の推定を示す。左肩部以外は軸力が小さく、ロックボルト長よりさらに奥までゆるみ領域が広がっている可能性が強い。

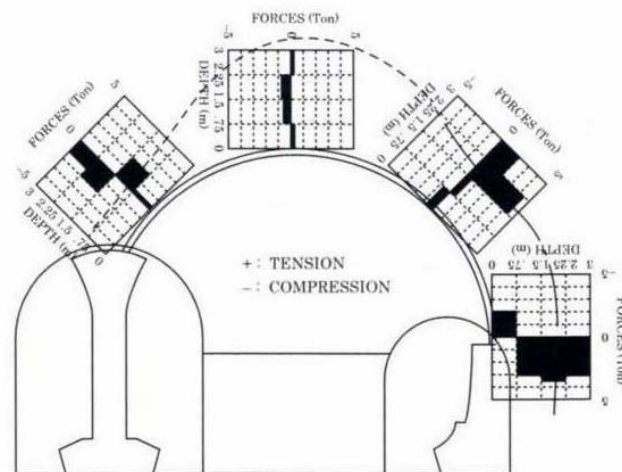


図-5.11 道路トンネル西側のロックボルト軸力分布 (STA249+20)

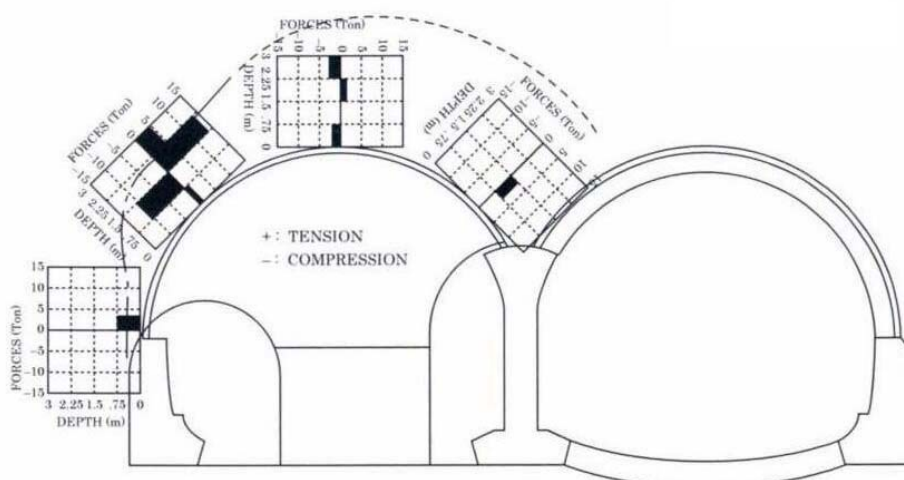


図-5.12 道路トンネル東側のロックボルト軸力分布 (STA249+20)

5. 2. 2 坑内地中変位測定結果によるゆるみ領域の推定

(1) 鉄道トンネルのゆるみ領域

a. STA247+90

図-5.13 に西側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。測定点間隔が最大 2.0m と比較的大きいため、ゆるみ領域の境界を正確に推定することは難しいが、図中左肩部の地中変位では 1.0m～3.0m の間に明らかな不連続性が認められる。天端部、右肩部では変位も小さく、ゆるみ境界も明瞭ではないが、変位勾配の増大している 0m～1.0m の間をあえてゆるみ領域の境界として図中に表示した。

次に、図-5.14 に東側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。この断面でも左肩部には明らかな不連続性が認められ、天端部、右肩部とも変位勾配の急変するところがあり、ゆるみ領域の境界を図に示すとおりと推定した。ゆるみ領域は両肩部でやや大きく天端部で小さいという傾向がうかがえる。

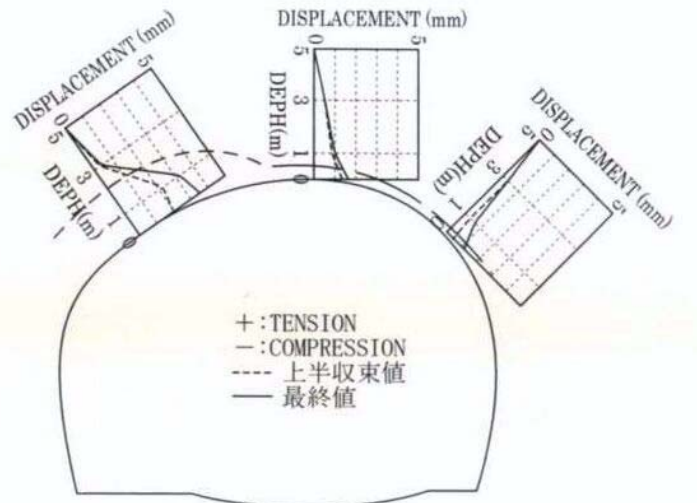


図-5.13 鉄道トンネル西側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA247+90)

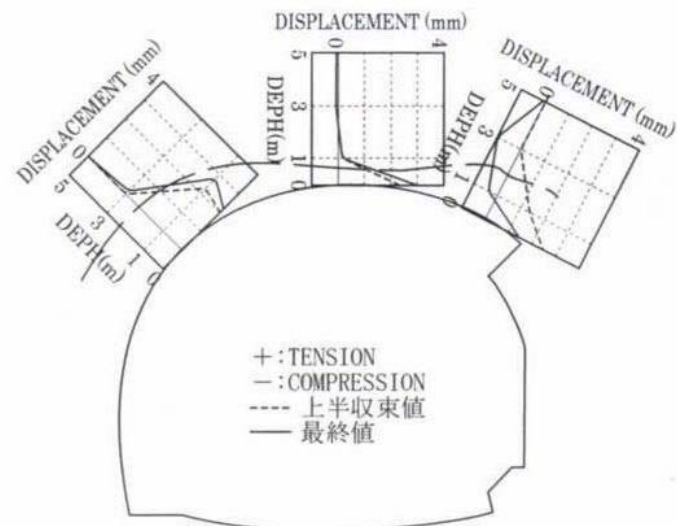


図-5.14 鉄道トンネル東側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA247+90)

b. STA248+60

図-5.15 に西側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。左肩部には1.0m～3.0m間で不連続性が認められるが、他の測定位置では変位量も極めて小さくほとんどゆるみは発生していないと判断される。しかし、右肩部0m～1.0mの間には変位の増大があり、ここではゆるみ境界として図に表示することとした。

次に図-5.16 に東側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。西側と同様、変位は微小ですべて1.0mm以下である。ゆるみ領域は壁面近傍のみと考えられ、その境界はすべて0m～1.0mの間にあると推定される。

c. STA249+30

図-5.17 に西側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。左肩部、天端部ともゆるみ領域の境界は1.0m～3.0mの間にあると推定されるが、右肩部はさらに奥にあるものと考えられ、3.0m～5.0m間にあるかあるいは5.0mよりまだ深い位置にある。しかし、ここでは深度5.0mの測点が絶対不動点であることの検証ができないため、ゆるみ境界がいず

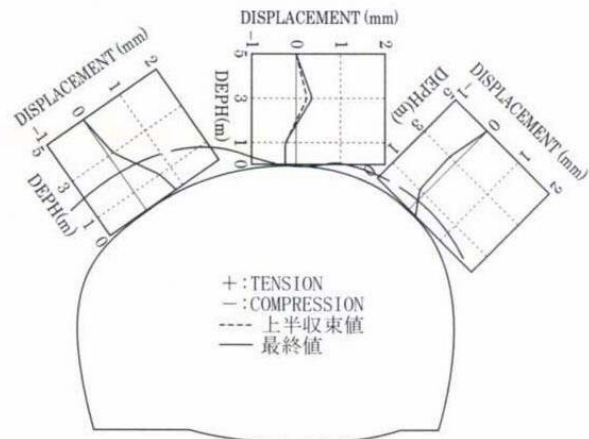


図-5.15 鉄道トンネル西側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA248+60)

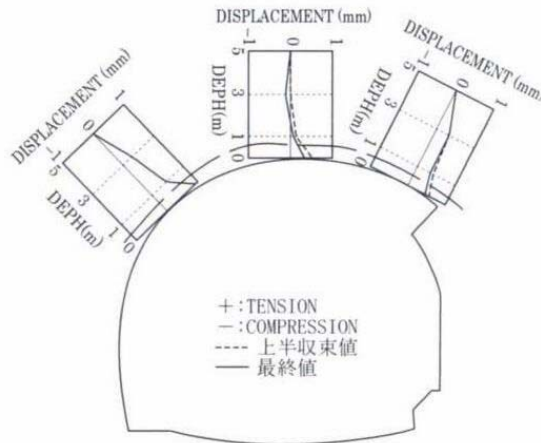


図-5.16 鉄道トンネル東側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA248+60)

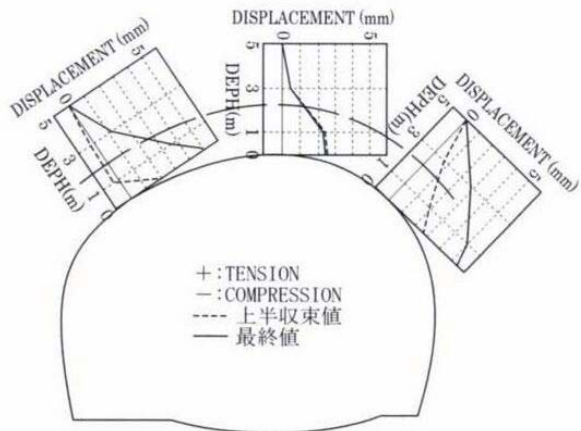


図-5.17 鉄道トンネル西側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA249+30)

れの位置にあるかを特定することは不可能である。

次に図-5.18 に東側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。ゆるみ領域の境界はいずれの位置においても 1.0m～3.0m の間にあるものと推定される。

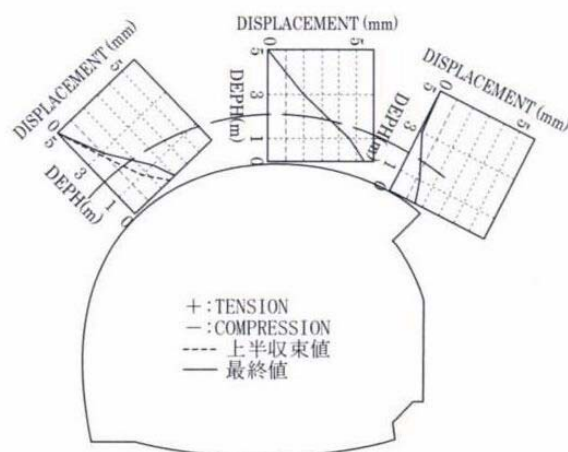


図-5.18 鉄道トンネル東側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA249+30)

(2) 道路トンネルのゆるみ領域

a. STA247+90

図-5.19 に西側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。左肩部（中央隔壁直上部）は特異な分布形状となっているが、これは中央隔壁直上部に位置する調査坑の影響と考えられる。また、天端部にはほとんど地中変位が発生しておらず、明確なゆるみ領域は発生していないとみることもできるが、土被りがわずか 6.7m と小さいことを

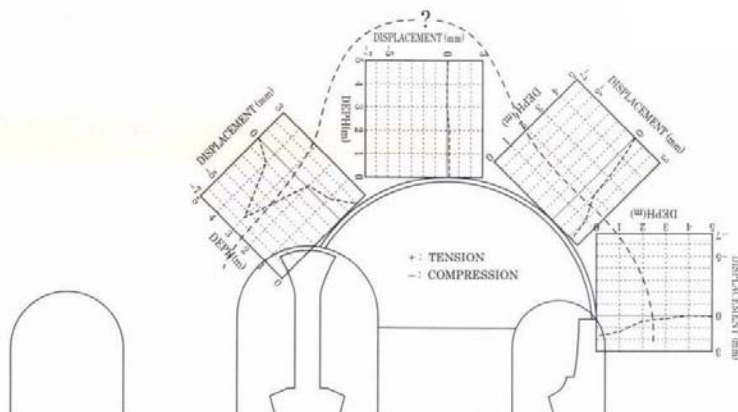


図-5.19 道路トンネル西側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA247+90)

考えれば、5.0m よりさらに奥までゆるみ領域が広がっている可能性も否定できない。この判別は 5.0m の測点の絶対変位を地表面沈下測定結果を用いて評価することによって可能となるが、坑内地中変位分布からのみでは不可能である。

次に図-5.20 に東側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。左右両肩部では各深度とも変位量が非常に小さく、その分布形状も複雑で一定の傾向が認められないことから、ゆるみ領域は発生していないかあるいは 5.0m 以深まで及んでいるかのいずれかと推定されるものの特定は困難である。天端部についてはすべて縮み側の地中変位となっているが、これは 5.0m の測点を不動点とするために生じる見かけ上の

現象と考えるのが妥当と考える。すなわち，土被りが 5.7m と浅いことや，側壁導坑および中央導坑が既に掘削されていることからトンネル天端の隆起することは考えられず，地中変位の分布形状を説明するためにはゆるみ領域が地表面にまで到達し，アーチ部地山全体

が沈下したと想定するのが合理的である。

b. STA248+60

図-5.21 に西側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。

天端部および右肩部は変形量も微小で明確

なゆるみ領域は発生していない。し

かし，変形量は微小であるが，天端

部については深度 2.0m～3.0m の間で

不連続的な動きを

考えることができる。次に図-5.22

に東側トンネル掘削時の地中変位分布とゆるみ領域の推定を示す。左肩部の地中変位分布はすべて縮み側

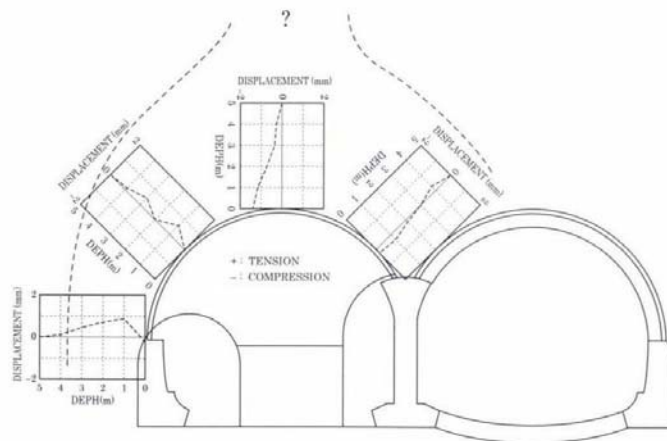


図-5.20 道路トンネル東側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA247+90)

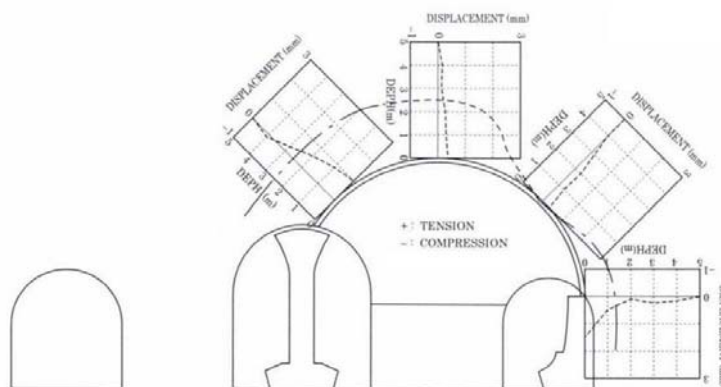


図-5.21 道路トンネル西側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA248+60)

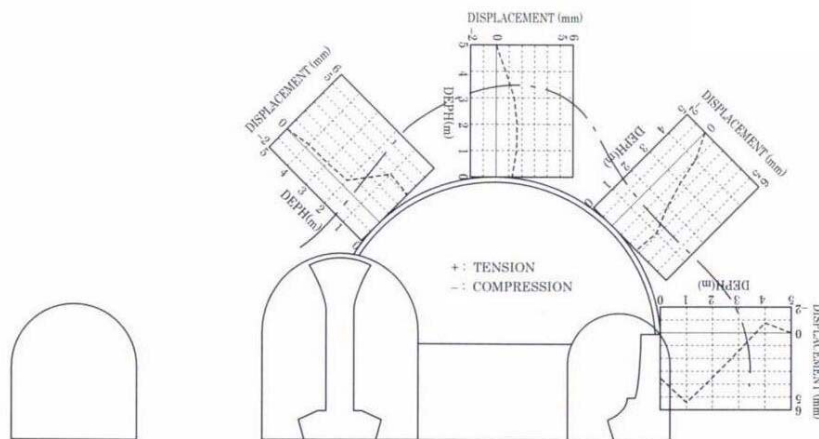


図-5.22 道路トンネル東側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA248+60)

となっており特徴的である。4.0m～5.0m の間にクラックの存在を仮定し、掘削によってこのクラックが閉合したとすれば、計測結果は説明できるが、この仮定したクラックをゆるみ領域の境界と推定するよりむしろ明確なゆるみ領域はないとする判断が合理的と考える。一方、右肩部と天端部では明瞭なゆるみ領域の境界を設定することが可能である。

c. STA249+20

図-5.23 に西側トンネル掘削時の地中変位分布およびゆるみ領域の推定を示す。天端部および右肩部についてはゆるみ境界はあまり明確でないが、その区間変位が他の区間変位に比して大きいところをゆるみ境界として推定した。

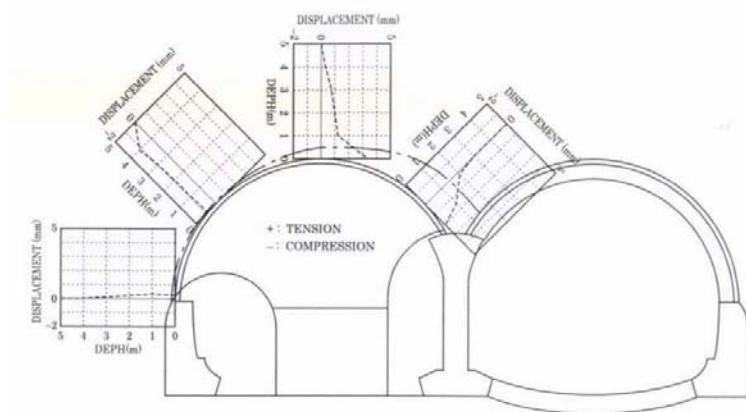


図-5.23 道路トンネル西側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA249+20)

次に、図-5.24 に東側トンネル掘削時の地中変位分布およびゆるみ領域の推定を示す。右肩部および天端部についてはそのゆるみ領域の境界が4.0mよりさらに奥にあることは明らかであるが、具体的な位置を定めることは、この地中変位分布図のみからでは不可能である。また、左肩部では二つのゆるみ境界は奥のゆるみ境界で示される大きなゆるみ領域の中に包含される局所的なものとして取扱うことにする。

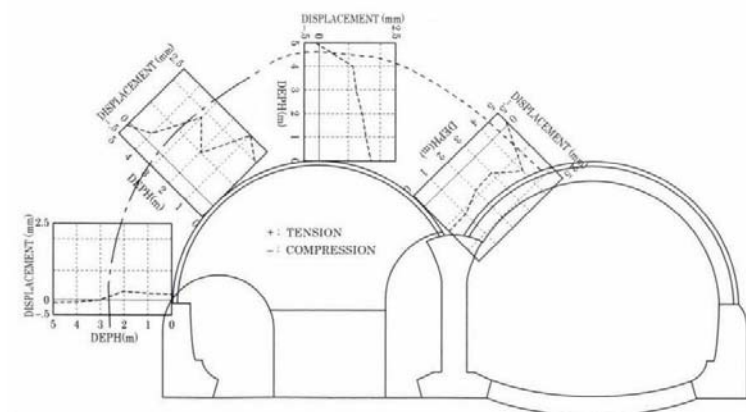


図-5.24 道路トンネル東側の地中変位分布とゆるみ領域 (STA249+20)

5. 2. 3 坑外地中変位測定結果によるゆるみ領域の推定

(1) 鉄道トンネルのゆるみ領域

a. STA247+90

図-5.25 に西側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す．この図からゆるみ境界は地表面からの深度 17.0m と 18.0m の間，すなわちトンネル天端より 3.8m から 4.8m の間と推定される．次に，図-5.26 に東側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す．ここでは深度 10.0m～18.0m の間で連続した圧縮ひずみの発生している点が特徴的であるが，掘削断面近傍の深度 19.0m から 20.0m の間の区間ひずみは急激に大きな伸びひずみとなっている．このことからゆるみ領域は深度 19.0m から 20.0m の間，すなわち，トンネル天端より 1.6m から 2.6m の間と推定される．

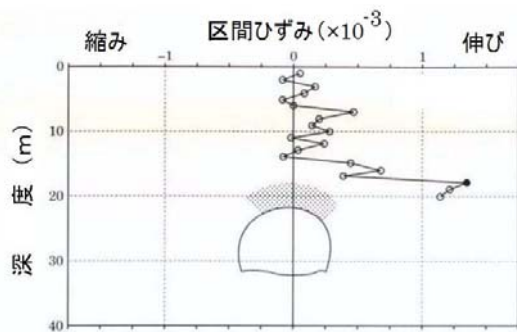


図-5.25 鉄道トンネル西側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA247+90)

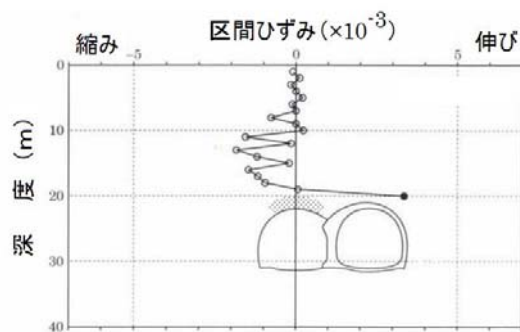


図-5.26 鉄道トンネル東側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA247+90)

b. STA248+60

図-5.27 に西側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す．発生している区間ひずみは地山が良いこともあり極めて小さいものである．深度 38.0m～39.0m で 0.13×10^{-3} の伸びひずみとなっているが，それ以外では $\pm 0.05 \times 10^{-3}$ 以内のひずみである．したがって，この断面におけるゆるみ境界は深度 38.0m～39.0m の間，すなわちトンネル天端より 6.0m～7.0m の間と推

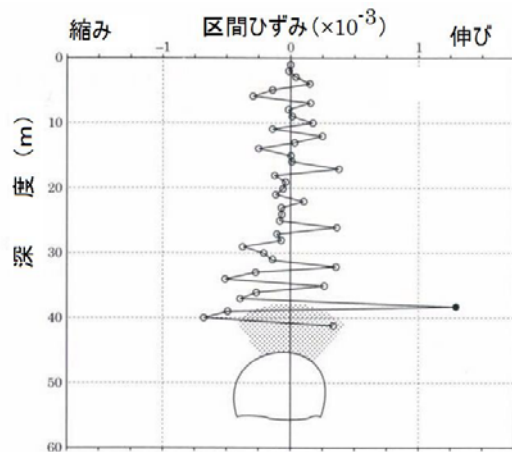


図-5.27 鉄道トンネル西側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA248+60)

定されるが、全体の区間ひずみの大きさやゆるみ領域内の区間ひずみレベルが非ゆるみ領域の区間ひずみレベルと大きな差異のないことを考慮すれば、この断面のゆるみは深度 38.0m～39.0m の間で微小クラックがわずかに開口した程度と推定され、むしろゆるみは発生していないと判断するのが妥当である。ただし、掘削断面近傍では発破によって測点が損傷するため、この領域の挙動や性状の変化については不明である。

次に図-5.28 に東側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。西側と同様発生している区間ひずみは全体に極めて小さく、最も深い 47.0m～48.0m の区間ひずみ以外はすべて $\pm 0.05 \times 10^{-3}$ 以内でほとんど無ひずみの状態である。区間ひずみは深度 47.0m～48.0m の区間、すなわちトンネル天端から 2.5m～3.5m の間で伸び側に急増しており、これをゆるみ境界と考えることができる。

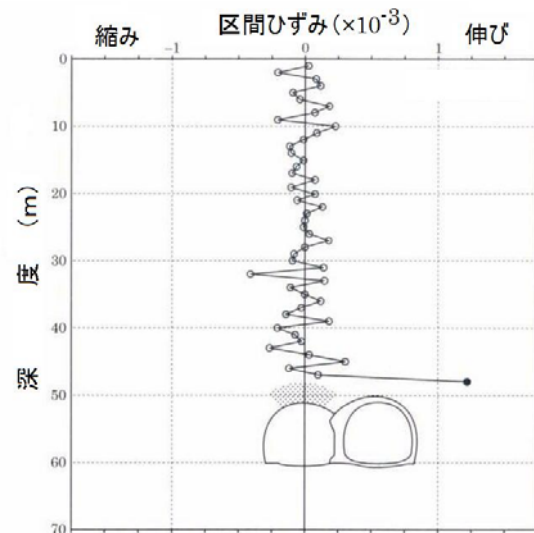


図-5.28 鉄道トンネル東側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA248+60)

c. STA249+30

図-5.29 に西側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。区間ひずみは地質の悪さを反映して、STA247+90 および STA248+60 の2断面より1オーダー大きいものとなっている。深度 13.0m～14.0m および 18.0m～19.0m の間、すなわちトンネル天端から 1.5m～2.5m (1.4m～2.4m) の間と考えるのが妥当と判断する。

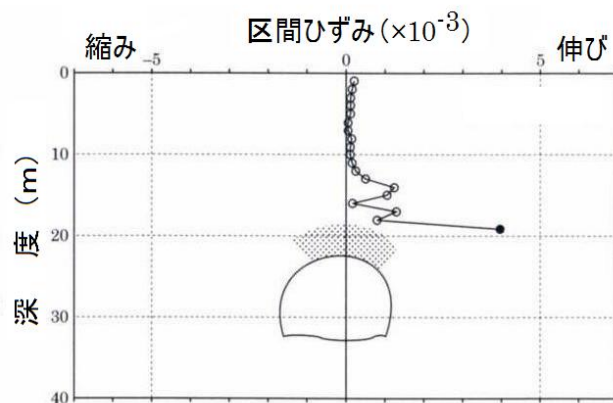


図-5.29 鉄道トンネル西側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA249+30)

次に、図-5.30 に東側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。深度 14.0m～15.0m 以深の区間変位は急激に大きくなるばかりでなく、引張りひずみと圧縮ひずみの両方が

あらわれるという複雑な分布となっている．この分布からゆるみ領域の境界を判断することはかなり困難であるが，伸びひずみの急に増大する深度 15.0m～16.0m の間，すなわちトンネル天端より 5.0m～6.0m の間を一応のゆるみ境界としてよいものとする．なお，トンネル断面直近の深度 19.0m～20.0m の間で発生している大きな圧縮ひずみは吹付けコンクリート，ロックボルトなどの支保メンバーによる内圧効果によるものと推定される．

(2) 道路トンネルのゆるみ領域

a. STA247+90

図-5.31 に西側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す．深度 3.0m～4.0m で区間ひずみがやや増大し，深度 4.0m～5.0m では急激に増大している．したがって，ここでは深度 4.0m～5.0m の間，すなわち，トンネル天端より 1.1m～2.1m の間と推定するのが妥当と判断する．しかし，土被りが 6.0m と非常に浅いためゆるみ領域が地表面まで広がっていることも十分考えられ，地中変位分布だけからゆるみ領域を推定することは必ずしも十分ではないが，ここでは 2. 6. 2③で述べた規則にしたがってゆるみ領域を推定することにする．次に，図-5.31 に東側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す．深度 3.0m～4.0m の間，すなわち天端より 1.0m～2.0m の間にゆるみ領域の境界を推定することができる．しかし，ここでも土被りが 5.0m と非常に浅いため西側トンネル掘削時の場合と同様の注意が必要である．

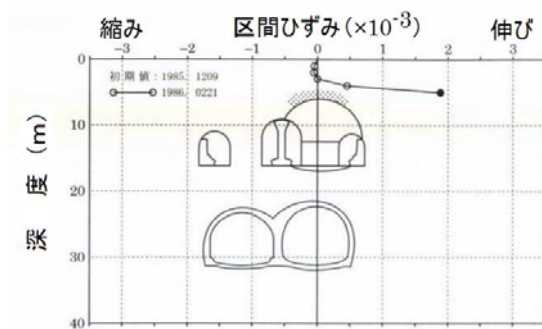


図-5.30 鉄道トンネル東側の区間ひずみとゆるみ領域
(STA249+30)

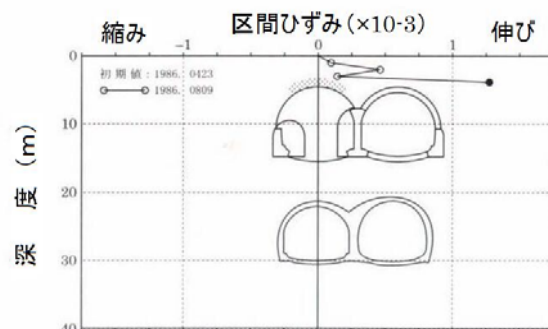


図-5.31 道路トンネル西側の区間ひずみとゆるみ領域
(STA247+90)

b. STA248+60

図-5.32 に西側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。全体にひずみレベルは非常に小さいものであるが、その分布形状は極めて特徴的である。すなわち、深度 27.0m～28.0m の区間ひずみのみが他の区間ひずみと比べてはるかに大きい値を示しており、他の区間ひずみはほとんど無ひずみに近い状態である。最大の区間ひずみを示す深度 27.0m～28.0m、すなわちトンネル天端より 3.0m～4.0m (2.7m～3.7m) の間をゆるみ領域の境界と推定することができるが、ゆるみ領域内の区間ひずみは非ゆるみ領域と全く変わらずほとんど無ひずみに近い。このことから判断してこの断面におけるゆるみの形態は完全な分離破壊型とみなすことができる。次に、図-5.33 に東側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。ここでも西側と同様発生しているひずみ自体はきわめて小さいものであるが、深度 21.0m～22.0m で区間ひずみが急増している。

これより、浅い地山ではほとんど無ひずみの状態であり、一方、深い地山では区間ひずみはばらついている。したがって、トンネル掘削の影響が地表面から深度 22.0m (トンネル天端より 13.0m) まで及んでいることは明らかであり、ゆるみ領域の境界をトンネル天端より 13.0m～14.0m (13.2m～14.2m) の間と推定することができる。

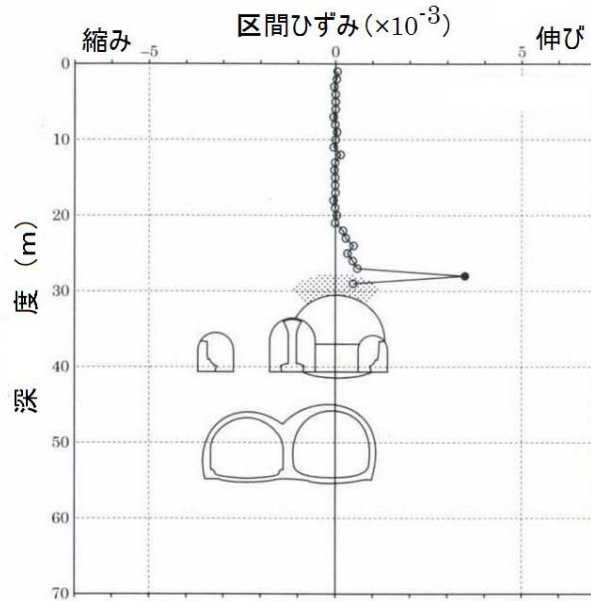


図-5.32 道路トンネル西側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA248+60)

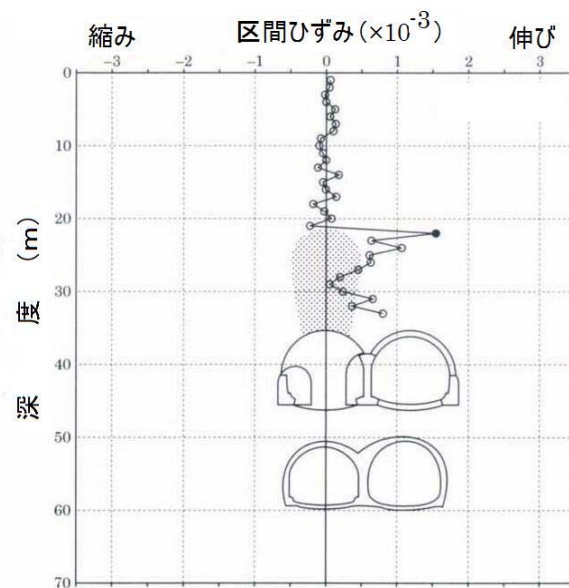


図-5.33 道路トンネル東側の区間ひずみとゆるみ領域 (STA248+60)

c. STA249+30

図-5.34に西側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。深度4.0m～5.0mの間で区間ひずみが急増している。したがって、この位置をゆるみ領域境界と考えることができる。すなわち、トンネル天端より4.1mから5.1mの間をゆるみ境界とする。また、ゆるみ領域内の区間ひずみの大きさはゆるみ境界の区間ひずみと非ゆるみ領域内の区間ひずみの中間程度の大きさとなっている。

次に、図-5.35に東側トンネル掘削時の区間ひずみ分布を示す。全体的な分布の傾向は西側トンネル掘削時と同様であるが、区間ひずみの急増する深度3.0m～4.0mの間、すなわちトンネル天端より4.0m～5.0mの間をゆるみ領域の境界と考えることにする。

ここでは東西の土被りが非常に浅いため、STA247+90の断面と同様、地表面までゆるみの進展する可能性も十分考えられるため、最終的なゆるみの評価には地表面沈下などの測定結果を合わせた総合的な検討が必要と考える。

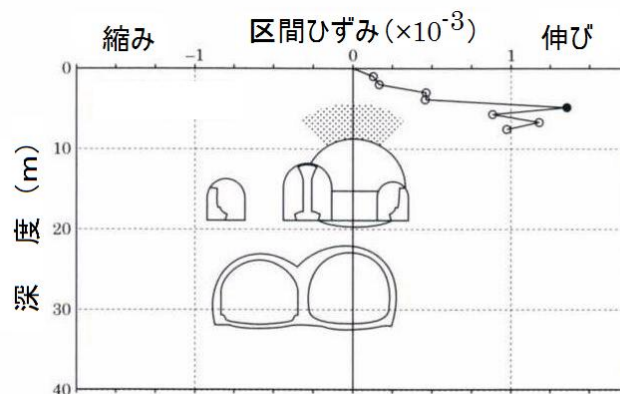


図-5.34 道路トンネル西側の区間ひずみ
とゆるみ領域 (STA249+30)

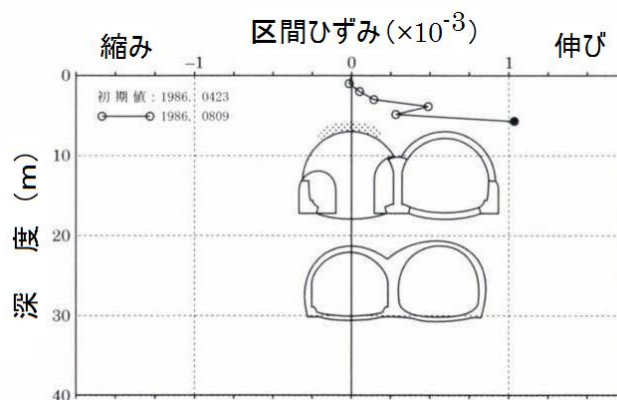


図-5.35 道路トンネル東側の区間ひずみ
とゆるみ領域 (STA249+30)

5. 2. 4 坑内弾性波探査結果によるゆるみ領域の推定

(1) 鉄道トンネルのゆるみ領域

鉄道トンネルにおける坑内弾性波探査の目的は中間岩盤のゆるみ調査である。したがって、計測用測線の配置は図-5.36に示すとおりとした。東西トンネルとも掘削、吹付

けが完了してから二次覆工コンクリートを打設するまでの間に測定を実施し、1 回に実施する測線長を 40m とした。なお、トンネル軸方向の測定区間は東西とも同一で、表-5.1 に示すとおりである。

さて、図-5.37 に鉄道トンネルにおける坑内弾性波探査結果を示す。図中の岩級区分は切羽の観察およびのみ下り速度による岩判定の結果である。ここでは全般的な傾向について分析したあと、他の測定

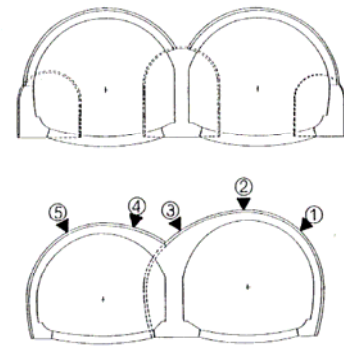


図-5.36 鉄道トンネルにおける坑内弾性波探査の測線配置

表-5.1 鉄道トンネルにおける坑内弾性波探査の測定区間

| 測定順位 | 第1回目 | 第2回目 | 第3回目 |
|-------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 測定区間 | STA 247+85 ～ STA 248+25 | STA 248+40 ～ STA 248+80 | STA 248+90 ～ STA 249+30 |
| 測定区間長 | 40m | 40m | 40m |

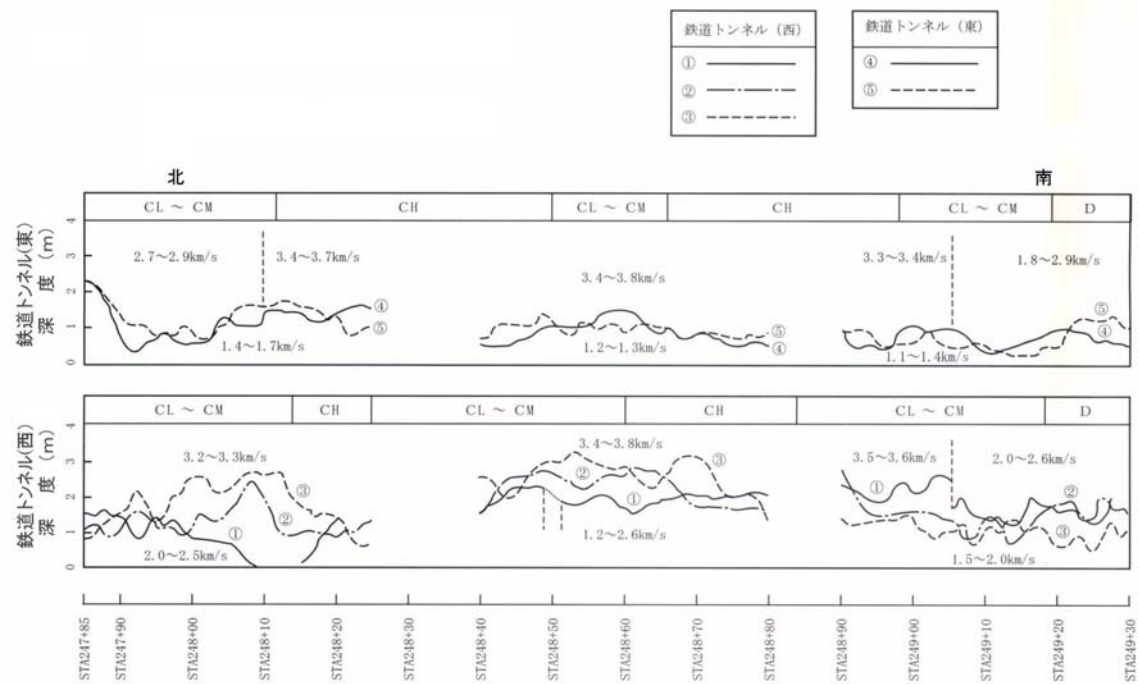


図-5.37 鉄道トンネルにおける坑内弾性波探査結果

結果から推定したゆるみ領域との比較を容易にするために、STA247+90、STA248+60、STA249+30 の主計測断面におけるゆるみ領域について考察する。

なお、弾性波速度値そのものや、第2速度層（非ゆるみ領域）と第1速度層（ゆるみ領域）の弾性波速度の比などに関する考察は第6章において取扱うこととし、ここでは

ゆるみ領域の大きさについてのみ考察するものとする。

まず、東西トンネルの同一断面におけるゆるみ領域を比較すれば、全体的な傾向として、西側トンネルのゆるみ領域の方が大きいことが明らかである。このことは東西両トンネルの平均的な地質状況が同一断面位置で大きな相違がないことを考慮すれば、原因を地質状況以外の要因に求めるのが妥当と考える。例えば、2. 6. 2 で示した池田の式はゆるみ層厚がトンネル掘削断面の幅 (D) と高さ (H) の和 (D+H) に比例することを示しており、西側トンネルの断面が東側より大きいという事実と整合する結果となっている。しかし、西側トンネルの測定結果に特に顕著にみられる「同一断面内であっても、その測定位置 (①～③) によってゆるみ層厚が大きく異なる」という事実は、明らかにローカリティの問題として取扱うべき性質のものであり、東西トンネルのゆるみ層厚の大小関係が単に掘削断面の大きさのみに起因すると考えるべきではない。これ以外の要因として発破のパターンや使用火薬量の違いなども考えなくてはならない。

次に、地山の状況 (岩級区分) とゆるみ層厚の関係についてみれば、これらは必ずしもよい対応を示しているとはいえない。ただし、ここでも岩級区分が切羽の観察や代表点におけるのみ下りにもとづいて決められた平均的なものであることに注意する必要がある。一方、基岩盤 (非ゆるみ層) の弾性波速度値と岩級区分はバラツキがあるものの概ね対応していると判断でき、地山分類において弾性波速度が重要な分類要素として用いられる妥当性を示す結果となっている。しかし、このことは逆に、地山が悪ければ、換言すれば、弾性波速度値が低ければ、ゆるみ領域も大きいであろうという在来工法においては常識的な概念²⁾と乖離するものである。西側トンネル中央部の最も地山が新鮮で堅硬な部分においてゆるみ層厚が最大になっていることは極めて特徴的であり、東側トンネルでは地質 (基岩盤の弾性波速度) の相違に関係なくゆるみ層厚はほぼ一定であるともいえるような結果となっていることは、坑内弾性波探査によって求めたゆるみ層の設計上での取扱い方について考察する場合に一つの重要な情報になるものとする。

次に、図-5. 38～図-5. 40 に主計測断面における第 1 速度層の分布を示す。図-5. 38 の STA247+90 をみればゆるみ層厚は 0. 7m～1. 5m である。基岩盤の弾性波速度は西側で 3. 2～3. 5km/sec、東側で 2. 7km/sec と東側の方がやや低い値となっている。図-5. 39 の STA248+60 ではゆるみ層厚が 1. 0m～2. 7m となっており、2, 3 測線の位置でゆるみ領域が大きくなっている。基岩盤の弾性波速度は 3. 4km/sec～3. 8km/sec 東西で大きな違いはない。さらに図-5. 40 の STA249+30 ではゆるみ層厚は 0. 6m～1. 5m であるが、1 測線

では第1速度層と第2速度層の明瞭な境界はない。しかし、基岩盤の速度値そのものが0.7km/secと同一断面内の他の第1速度層より低い値を示しており、むしろゆるみ領域は相当深くまで広がっていると考えた方が妥当ではないかと考える。基岩盤の弾性波速度は西側で2.2km/sec、東側で2.5km/sec～2.9km/secと東側の方がやや大きい速度値を示している。

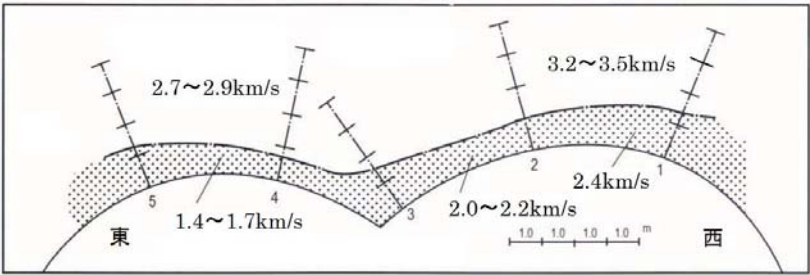


図-5.38 坑内弾性波探査によるゆるみ領域
(鉄道トンネル STA247+90)

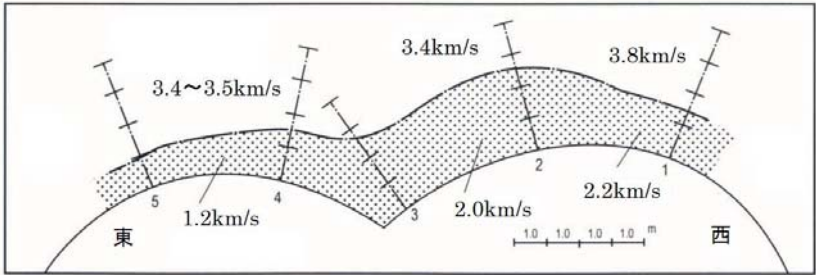


図-5.39 坑内弾性波探査によるゆるみ領域
(鉄道トンネル STA248+60)

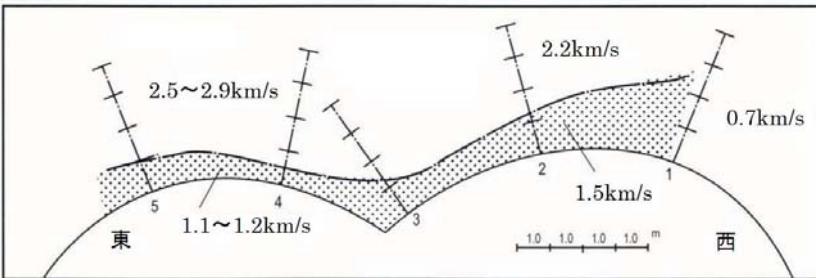


図-5.40 坑内弾性波探査によるゆるみ領域
(鉄道トンネル STA249+30)

(2) 道

路トンネルのゆるみ領域

道路トンネルにおける坑内弾性波探査は

表-5.2 道路トンネルにおける坑内弾性波探査の測定区間

| 測定区間 | 測定区間長 | 測定区間 | 測定区間長 |
|------|-------|------|-------|
| 測定区間 | 45m | 測定区間 | 40m |

図-5.41 に示すように東西各トンネルの天端において実施した。トンネル軸方向の測定区間と測線長は東西とも同一で表-5.2 に示すとおりである。図-5.42 に道路トンネルにおける坑内弾性波探査結果を示す。図中の岩級区分は鉄道トンネルの場合と同様、切羽の観察およびのみ下がり速度による岩判定の結果である。第 1 速度層の弾性波速度は $1.2\text{km/sec} \sim 1.9\text{km/sec}$ 範囲に分布しており、その層厚は最大でも 1.0m をわずかにこえる程度である。したがって、東西両トンネルの同一断面におけるゆるみ層の深さは全体的にみた場合、ほぼ同程度であると判断でき、鉄道トンネルの場合と異なっている。また、第 2 速度層（基岩盤）の弾性波速度は $1.6\text{km/sec} \sim 3.9\text{km/sec}$ の間に分布しており、切羽における岩級区分と概ね対応したものとなっており、弾性波速度による地山分類の有効性を示している。しかし、ゆるみ層の厚さと岩級区分あるいは基岩盤の弾性波速度とは必ずしも対応しておらず、ゆるみ層の厚さが地山の性状のみによって支配されるとは考え難い。このことは既に鉄道トンネルでの調査結果に対する考察のところで指摘したとおりである。次に、道路トンネルにおける弾性波探査の実施区間内に含まれる唯一の主計測断面である STA248+60 の速度層分布を図-5.43 に示す。基岩盤の弾性波速度は西側が 3.5km/sec であるのに対して東側では 2.6km/sec と約 1km/sec の差が認められる。これは切羽における岩級区分においても西側が C_H であるのに対して東側が $C_M \sim C_L$ となっていることとよい対応を示している。しかし、第 1 速度層の弾性波速度にはほとんど差のないこと（このことは測定区間長全長にわたって言えることである）や、ゆるみ層厚に関しては地山性状のよい西側の方が東側よりかなり厚いという事実は興味深いものである。この原因は発破掘削の火薬量に関係すると考えるが、ゆるみの発生メカニズムと関連するものである。

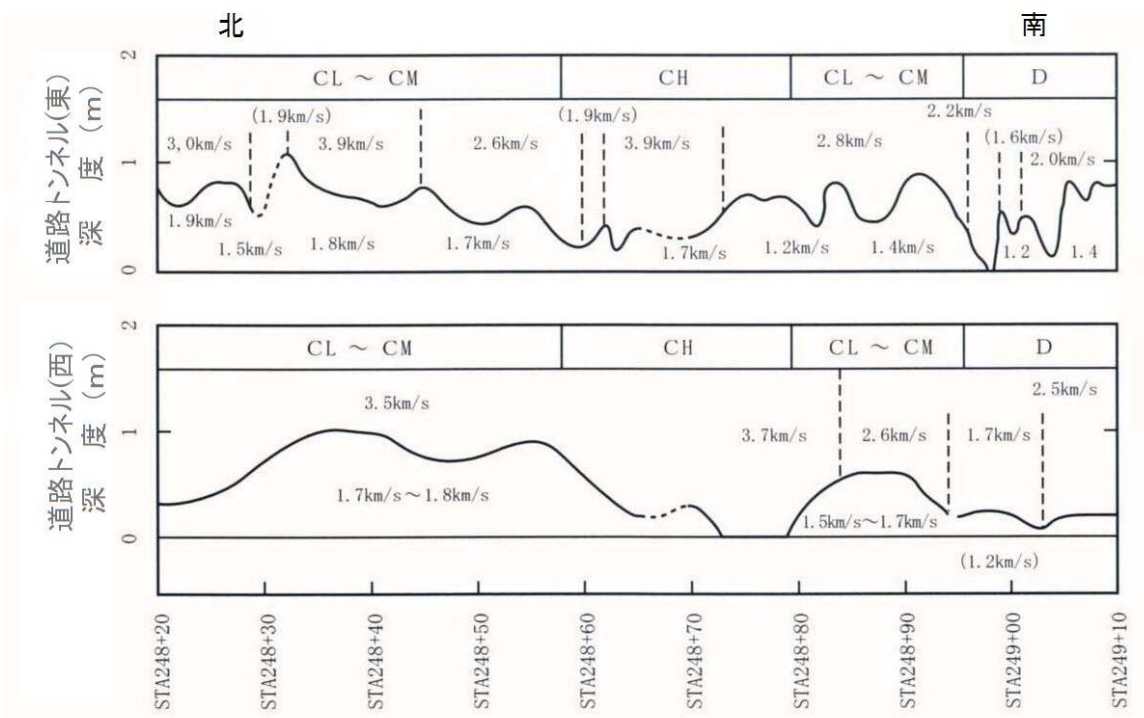


図-5.42 道路トンネルにおける坑内弾性波探査結果

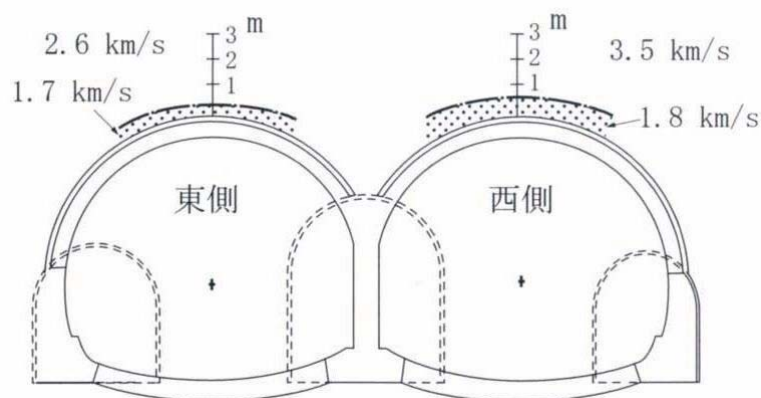


図-5.43 坑内弾性波探査によるゆりみ領域
(道路トンネル STA248+60)

5. 2. 5 逆解析結果によるゆりみ領域の推定

(1) ゆりみ領域の推定方法

トンネル構造物，地下発電所あるいは石油地下備蓄のための大空洞など地中構造物の事前設計は最近の有限要素法や境界要素法などの数値解析法の急速な進歩をもってしてもなお十分とは言い難く，実際の施工において観測される現象と事前解析において予

測した現象とが異なることはしばしば経験するところである。これは事前解析の入力物性値を求めるための地山調査法に問題があるのではなく、地盤工学固有の問題であり、特にトンネル設計の理念は荷重および材料特性の両者が明らかな橋梁構造物などとは本質的に異なるものでなければならないという主張さえある³⁾。

一方、山岳トンネルの施工法は鋼製支保工と矢板を用いた従来の方法から吹付けコンクリートやロックボルトを主要な支保部材とする NATM に変遷し、わが国の標準工法として位置付けられ⁴⁾て久しい。NATM の基本理念にしたがって現場計測が行われ、施工中に得られる情報はその質、量ともに充実してきた。こうした NATM の普及は先述の地盤工学特有の問題を「現場計測結果にもとづく地山物性値の同定問題」として定式化し、解決する方法、いわゆる逆解析の発展を促した。なかでも櫻井によって提案された直接逆解析法⁵⁾はトンネル掘削時に行う周辺地山の変位計測結果から巨視的に平均的な初期応力および材料特性（弾性係数）を求めるものであり、いくつかの適用事例から判断して工学的に極めて有効な方法と考えられる。したがって、今後も継続して実際の現場へ適用されるものと予想される。そこで、本節ではこの直接逆解析およびその結果を用いた順解析の結果からゆるみ領域を判定する方法について提案する。又、この方法を主計測断面に適用し、実際にゆるみ領域を推定することにする。

まず、ゆるみ領域の判定方法について述べることにする。櫻井の提案した直接逆解析方法は原則として等質等方の弾性地山を対象としている。また、その定式化は逆定式化法に属するものであるが、一般に測定変位の数は未知量の数より多く取りえるため、未知量の決定は最小二乗法による最適化のプロセスを通して行われることになる。したがって、測定変位と逆解析モデルによる計算値が全体的に最もよい一致を示すように未知量が選定される。さて、ここではトンネル中心線上に設けた坑外地中変位計（スライディングマイクロメータ）の測定結果をとりあげることにするが、これは測点数が多く、精度のよい解析が可能となることや、ゆるみを判定する場合に重要となる不動点が測定点に含まれる可能性の高いこと、さらに掘削によって生じる全変位量を測定できることから解析法定式化の内容と整合することなどの利点を有しているためである。ただし、実際の逆解析ではスライディングマイクロメータが鉛直方向の変位しか与えないため、水平方向の制約条件となりうる何らかの測定変位と同時に解析するのが望ましい。ここでスライディングマイクロメータの測定結果を用いた逆解析によって求めた等価弾性係数を用いて順解析（通常の FEM 計算）を行えば、入力測定点に対応する計算変位が求まる。

これらの関係を模式的に示せば図-5.44 のとおりである．ここで，計算値はその前提条件から明らかなように連続体の弾性地山における変位である．一方，測定値は多くの場合ばらつきをともなっているため，計算値と測定値は一致しない．しかし，注目すべきことは計算値と測定値が乖離する明瞭な始点を見出しうるということがあるという事実である．このことは計算値と測定値の乖離し始める部分においては想定した連続弾性体としての挙動を示していないことになり，

- ① 不連続体としての挙動，例えばクラックの発生，開口などの分離破壊による変位の急増（図中△印）
- ② 物性劣化による変位の急増（図中▲印）

の2つの典型的なケースを想定することができる．ここで計算値と計測値の乖離する始点より下方をゆるみ領域と定義すれば，若干の工学的判断は必要となるであろうけれどもゆるみ境界を一意的に定めることができるものと考ええる．図-5.44 の変位図からゆるみ境界を直接想定することが可能な場合も十分考えられるが，次に示すプロセスを追加することによって判断をより容易にすることができる．すなわち，計算値と計測値の乖離し始める点は計算値と計測値の変位勾配の乖離する始点として認識されることから，全測定区間について計算値と測定値の両者について変位勾配（区間ひずみ）を求めたあと，これらの差（測定値－計算値）を図示すれば多くの場合図-5.45 に示す2つの典型的な分布のいずれかが得られる．この図で○印および●印はそれぞれ図-5.44 の△印および▲印と対応するものであり，値の急増する点Aをゆるみ境界とすればよい．なお，

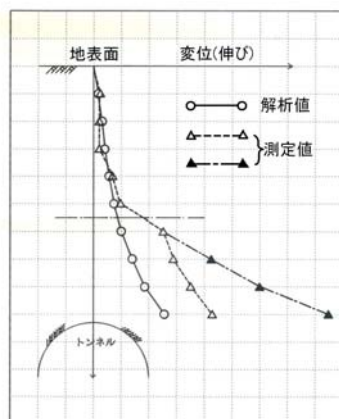


図-5.44 実測地中変位と解析結果の模式的関係

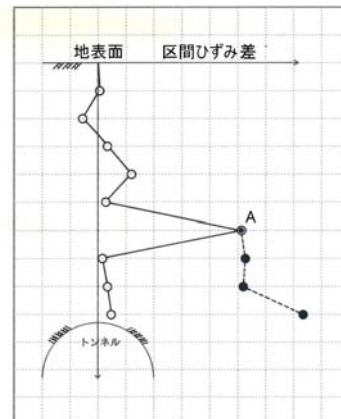


図-5.45 実測区間変位と計算区間ひずみの差の典型的な分布

明瞭な A 点の存在しない場合はゆるみがないものと判断すればよいが、土被りが非常に浅く地表面までが一体の土塊として挙動するような可能性のある場合には地表の絶対変位を含めた検討が必要なことは言うまでもない。本方法は先に示したスライディングマイクロメータの測定結果のみから直接ゆるみ領域を推定する方法と類似するものであるが、以下の点において特徴的なものとなっている。

- ① 逆解析から求めた地山物性値を用いた弾性解析解と実際の測定変位を比較する方法をとることによってゆるみ領域判定の理論的根拠を明確にしている
- ② ゆるみ領域判定の具体的な評価指標として、弾性解析解の変位勾配と実測変位の変位勾配の差を新しく導入した
- ③ 分離破壊型と物性劣化型の 2 つのゆるみ形態を区別できる

なお、本方法は坑内からの地中変位測定結果にも適用可能であると考えるが、この場合には不動点の確認がとくに重要である。また、トンネル掘削によって地山に塑性領域の発生する場合は物性劣化型のゆるみとして認識されるが、これについては最大せん断ひずみ分布から塑性領域としてのゆるみ領域を推定する別の方法⁵⁾が既に考案されていることを付加しておく。次項以下においてはここで提案したゆるみ領域の推定方法を用いて主計測断面の西側トンネルにおけるゆるみ領域を推定し、同時に本法の有効性を示すこととする。

(2) 鉄道トンネルのゆるみ領域

a. STA247+90 におけるゆるみ領域

図-5.46 に逆解析結果を用いて求めた地中変位分布（解析値を○印で表示）と実際の計測値の分布を示す。全体の変位量は極めて小さいが解析値と実測値はよく一致している。したがって、トンネル掘削断面直近は欠測となっているため不明確であるが、全体としてゆるみはなく地山は弾性的な挙動をしていると考えられる。しかし、あえてゆるみ領域を推定するとすれば以下のとおりである。すなわち、図-5.47 は解析値と計測値の区間ひずみ差の分布を示したものである。ゆるみ領域判定の方法に従えば最初に区間ひずみ差が正側に大きくなる点として深度 18.0m の点を考えることができ、ゆるみ領域はトンネル天端から 3.8m から 5.8m の間と推定できる。

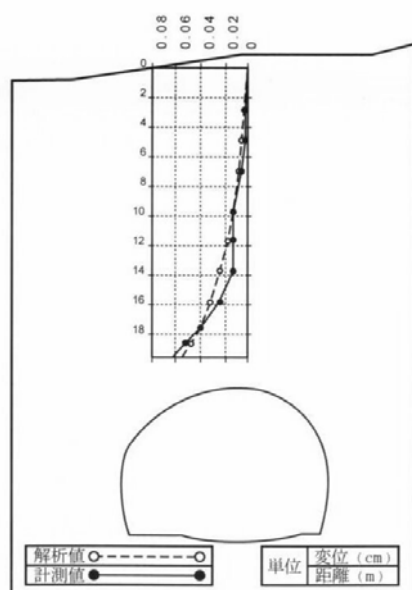


図-5.46 実測地中変位と逆解析
による地中変位の分布
(鉄道トンネル STA247+90)

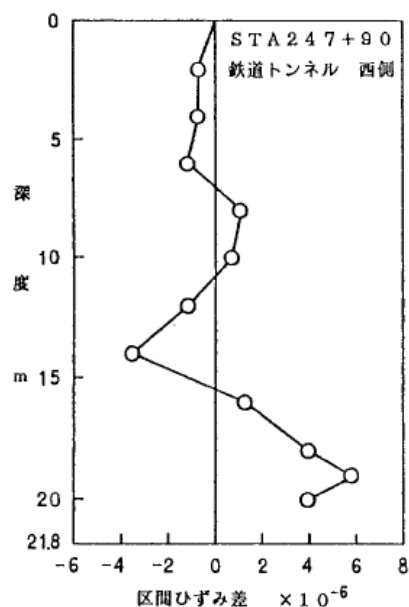


図-5.47 解析値と実測値の区間
ひずみ差の分布
(鉄道トンネル STA247+90)

b. STA248+60 におけるゆるみ領域

図-5.48 に地中変位の解析値と計測値の分布を示す。この図からも明らかなように解析値と計測値は変位そのものが極めて小さいため両者間に大きな差は生じていないが、分布の傾向は異なっている。計測値の分布が縮み側となっているため、これを二次元弾性モデルで表現することは不可能である。したがって、ここでは変位の大きさも考慮して判断すればゆるみは発生していないと考えるのが妥当と思われる。ただし、トンネル掘削断面から約 4.0m の領域が欠測となっており、この間にゆるみ領域の境界が存在することも考えられるため他の計測結果を参考にする必要がある。

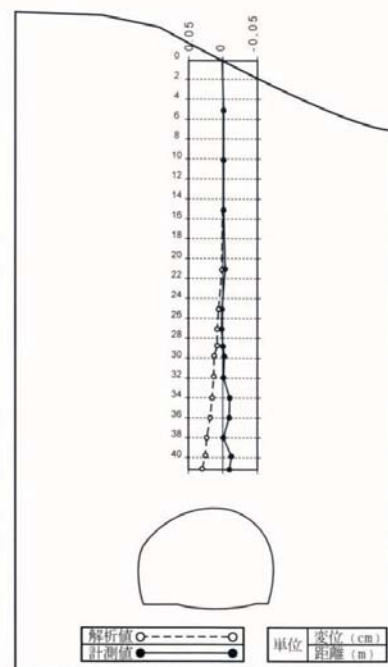


図-5.48 実測地中変位と逆解析
による地中変位の分布
(鉄道トンネル STA248+60)

c. STA249+30 におけるゆるみ領域

図-5.49 に地中変位の解析値と計測値の分布を示す。全体的に両者はよく一致しているが、深度 18.0m～19.0m の間で実際の計測値の方が急激な増加を示している。図-5.50 は解析値と計測値の区間ひずみ差の分布を示したものであるが、この図をみれば最深点（深度 18.0m～19.0m、トンネル天端より 1.4m～2.4m）で区間ひずみ差が急激に大きくなっているのがわかり、図-5.49 と比べてはるかに明瞭なゆるみ境界を見出すことができる。

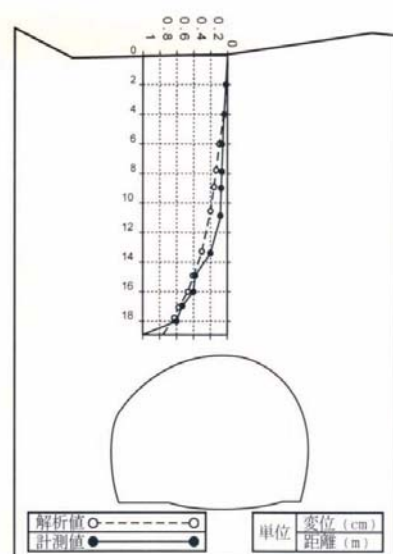


図-5.49 実測地中変位と逆解析による
地中変位の分布
(鉄道トンネル STA249+30)

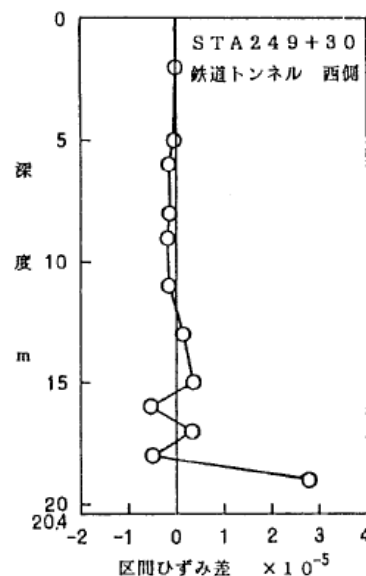


図-5.50 解析値と実測値の区間
ひずみ差の分布
(鉄道トンネル STA249+30)

(3) 道路トンネルのゆるみ領域

a. STA247+90 におけるゆるみ領域

図-5.51 に逆解析結果を用いて求めた地中変位分布と実際の計測値の分布を示す。この断面における計測値の特徴は深度 3.0m までの測点が縮み側の変位となっていることであり、弾性解析では一般に表現しえない現象である。このような認識のもとに図-5.52 に示す解析と実測の区間ひずみ差の分布をみれば、ゆるみ領域の境界は深度 4.0m～6.0m の間、すなわち天端より 1.1m～2.1m の間と推定される。

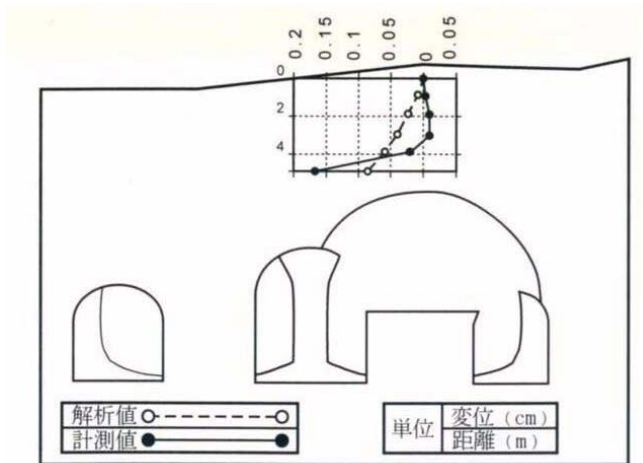


図-5.51 実測地中変位と逆解析による
地中変位の分布
(道路トンネル STA247+90)

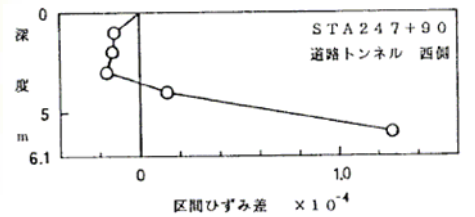


図-5.52 解析値と実測値の
区間ひずみ差の分布
(道路トンネル STA247+90)

b. STA248+60 におけるゆるみ領域

図-5.53 に逆解析結果を用いて求めた地中変位分と実際の計測値の分布を示す。変位量は極めて小さいが深度 28.0m から急激に変位が増大している。図-5.54 に解析と実測の区間ひずみ差の分布を示すが、深度 27.0m～28.0m の間の区間ひずみ差のみが大きい値を示し、その他はほとんど差が認められない。したがって、ゆるみ境界を深度 27.0m～28.0m の間、すなわち天端より 2.0m～3.0m の間を推定できるが、その分布形状から典型的な分離破壊の様相を呈しており、ゆるみ境界でクラックの開口が生じたと考えることができる。

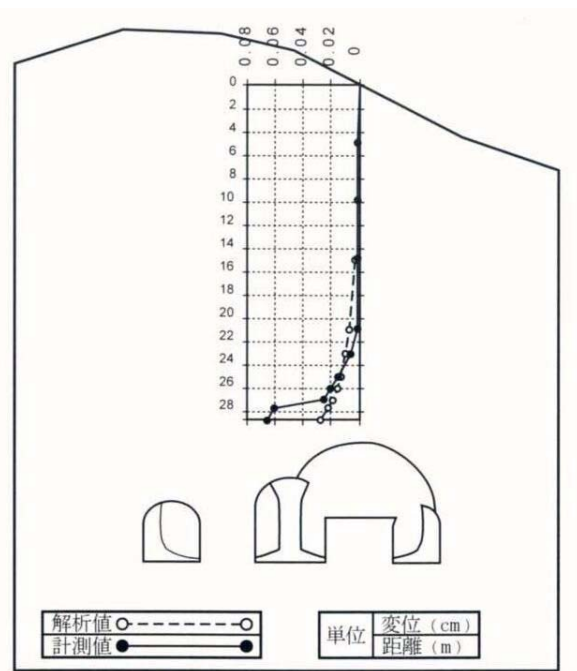


図-5.53 実測地中変位と逆解析による
地中変位の分布
(道路トンネル STA248+60)

c. STA249+30 におけるゆるみ領域

図-5.55に逆解析を用いて求めた地中変位分布と実際の計測値の分布を示す. 深度3.0mの測点から解析値と実測値の乖離が認められるが, この状況は図-5.56に示す解析と実測の区間ひずみ差の分布からより一層明確にとらえることが可能である. すなわち, 深度2.0m~3.0mの間(トンネル天端より4.0m~5.0mの間)で区間ひずみ差が負側に急増しており, この深度をゆるみ領域の境界と推定することができる. また, ゆるみ領域と推定される地山におけるゆるみは分離型破壊と物性劣化型の中間的なものと推定される.

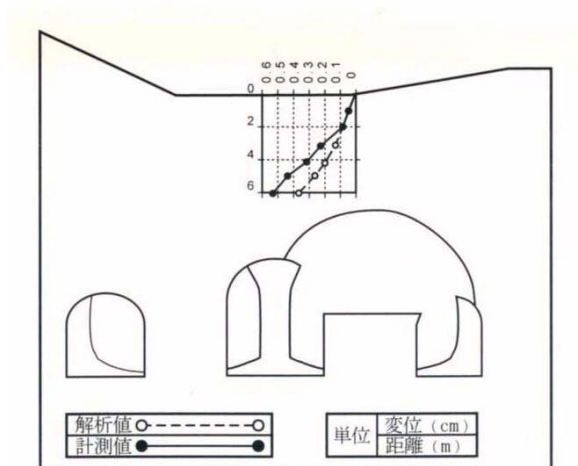


図-5.55 実測地中変位と逆解析による
地中変位の分布
(道路トンネル STA249+30)

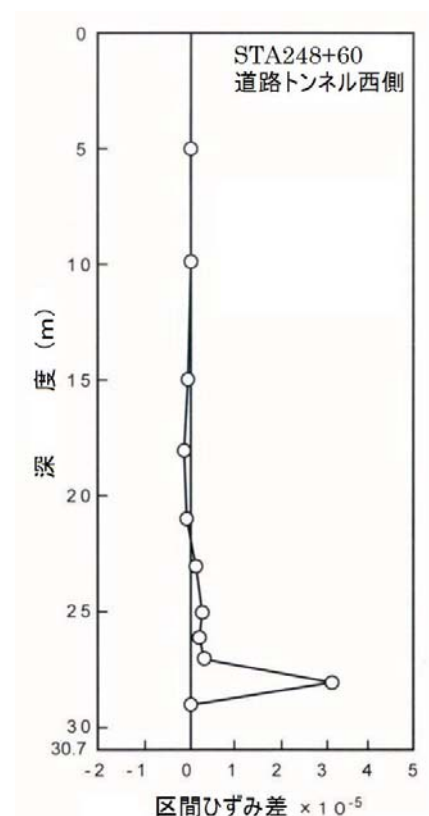


図-5.54 解析値と実測値の区間
ひずみ差の分布
(道路トンネル STA248+60)

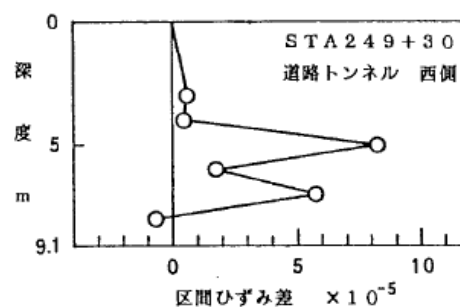


図-5.56 解析値と実測値の区間
ひずみ差の分布
(道路トンネル STA249+30)

5. 3 ゆるみ領域推定結果間の整合性分析と推定方法の評価

前節までに次の5つの結果からゆるみ領域を推定した.

- ① ロックボルト軸力測定
- ② 坑内地中変位測定
- ③ 坑外地中変位測定（スライディングマイクロメータによる）
- ④ 坑内弾性波探査
- ⑤ 逆解析

以下ではこれから推定したゆるみ領域の整合性について分析することにするが、一般にゆるみはトンネル天端において施工上最も問題となりやすいこと、③の坑外地中変位分布がトンネル天端でしか得られていないことを考慮して、ここではトンネル天端におけるゆるみ領域を取扱うことにする.

さて、図-5.57 は鉄道トンネルのゆるみ領域をまた図-5.58 は道路トンネルのゆるみ領域をまとめたものである. ここで、図中に示すとおり、○-○はゆるみ領域の境界の存在する範囲を、棒グラフは推定されるゆるみ領域の掘削面からの深さ（ゆるみ境界）を示している. また、推定の種別は図中の記号に示すとおりである. なお、道路トンネルの STA249+30 では坑内地中変位やロックボルトの軸力が測定されていないため、地質条件がほとんど同じである STA249+20 の結果を代用した. 以下この図をもとに考察する.

(1) 坑内地中変位測定によるゆるみ領域と坑内弾性波探査によるゆるみ領域の関係

一般にゆるみ領域の推定方法としては坑内地中変位測定あるいは坑内弾性波探査の用いられることが多い. そこで、これら2つのいわば汎用的なゆるみ領域の推定結果の整合性について分析しておくことは、設計や施工においてゆるみ領域を取扱ううえで重要であると考ええる.

さて、図からはゆるみ領域の推定精度を加味すれば鉄道トンネル西側の STA248+60 の断面を除いて両者はよく一致していると判断してよい. したがって、坑内地中変位測定から推定したゆるみ領域と坑内弾性波探査から推定したゆるみ領域は同一のものとして取扱ってもよいと考える.

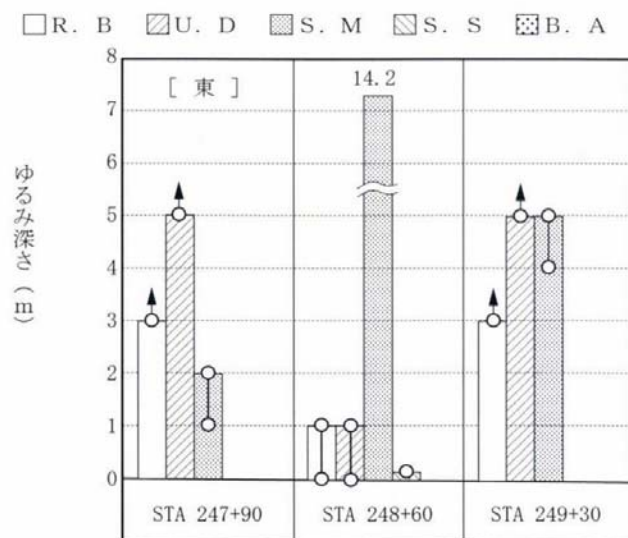
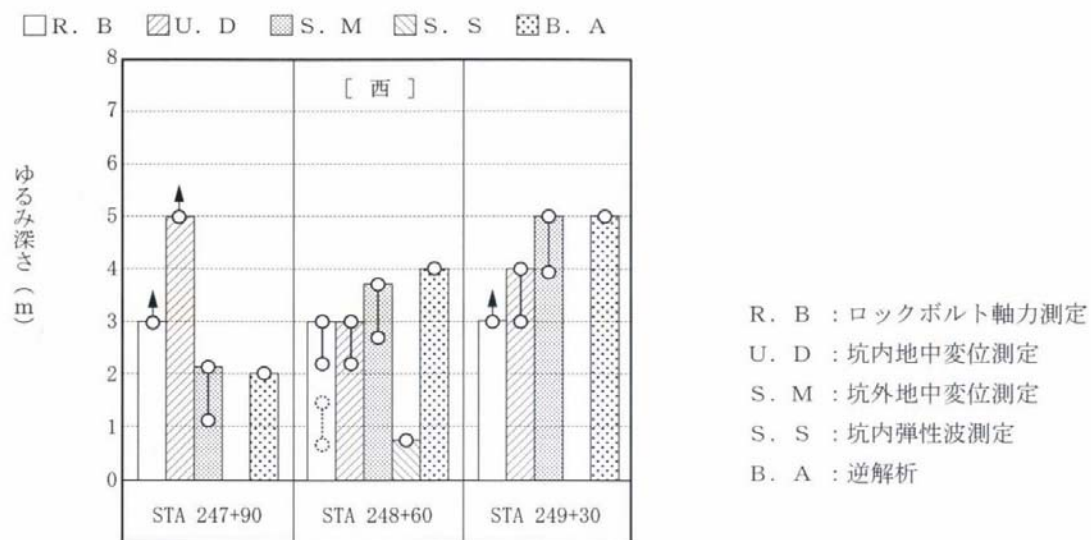


図-5.57 鉄道トンネルのゆるみ領域

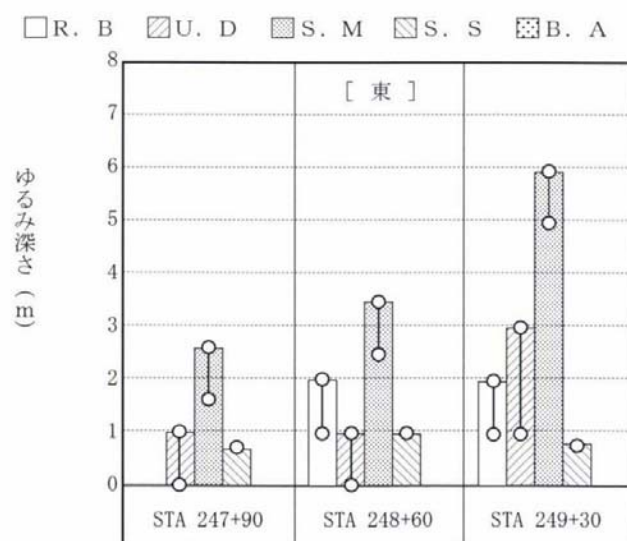
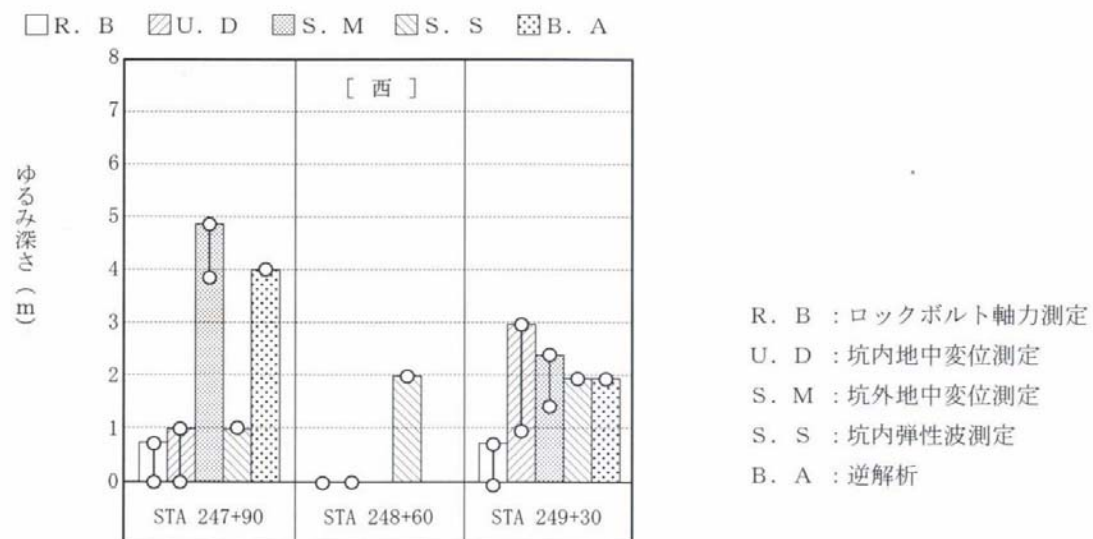


図-5.58 道路トンネルのゆるみ領域

(2) 坑内地中変位測定によるゆるみ領域とロックボルト軸力測定によるゆるみ領域の関係

坑内地中変位測定によるゆるみ領域の推定方法およびロックボルト軸力測定によるゆるみ領域の推定方法とも最終的な評価基準は軸方向ひずみの大小に帰着するのであるが、ロックボルトはその剛性が高いために地山との相互作用によって軸方向ひずみの大きさや分布が決定されるという点で坑内地中変位計とは異なっている。両者の結果は傾向的には概ねよい対応を示しているが、道路トンネルではロックボルト長を越えるゆるみ領域を想定させる軸力分布が多く、正確なゆるみ境界を推定できなかった。このため坑内地中変位測定結果などから推定したゆるみ領域と直接比較することはほとんど不可能である。このことはロックボルト軸力計の長さ、すなわちロックボルトそのものの長さが短いと評価されるのであるが、ロックボルト軸力の分布が一般に複雑であるため、これからゆるみ領域の境界を明確に定めること自体が現実的には相当に困難であるという実体を勘案すれば、ロックボルト軸力測定結果からゆるみ領域の境界を推定する方法は積極的に採用すべきではないと考える。

(3) 坑外地中変位測定によるゆるみ領域と逆解析によるゆるみ領域の関係

東側トンネルでは逆解析を実施していないが、西側トンネルにおける逆解析結果から推定したゆるみ領域と坑外地中変位測定結果から推定したゆるみ領域は解析におけるメッシュ作成上の誤差を除けば事実上完全に一致している。この結果から 2. 6. 2 で述べた坑外地中変位測定結果の区間ひずみ分布図から推定する方法を適用して求めたゆるみ領域の境界が等方等質の平均的な連続弾性体地山としての挙動と異なる挙動を示し始める位置という物理的意味を有していることが判明する。したがって、坑外地中変位の区間ひずみ分布から直接ゆるみ領域を推定する方法が、特別な解析を用いずにこのような物理的な意味で定義されるゆるみ領域を推定する有効な方法であることが示された。しかし、鉄道トンネル STA248+60 の西側断面のように、坑外地中変位の区間ひずみ分布だけからでは微小なクラックの開口程度でもこれをゆるみ領域の境界とする誤りをおかす場合のあることに注意しなければならない。この誤りを避けるためには区間ひずみだけでなく常に全体の累積変位分布とその変位の大きさにも注意し、できれば逆解析の結果を総合して判断することが望ましいと考える。STA248+60 の鉄道トンネル西側の逆解析結果からは地山を等方等質の連続弾性体とみなすという前提が成立せず、地

中変位に代表される地山の挙動はその変位量が極めて小さいこともあって、結果的には不連続面の挙動に支配されていると判断される。このように地質が良好で岩自体は堅いけれども亀裂の存在する可能性の高い地山において地中変位測定結果からゆるみ領域を評価する場合には十分な注意が必要である。

(4) 坑内地中変位測定によるゆるみ領域と坑外地中変位測定によるゆるみ領域の関係

坑内地中変位測定と坑外地中変位測定の測定原理は基本的に同一のものであり、対象はいずれも地中の変位であるから同じ場所で測定された両者の結果は当然一致するはずである。しかし、測定された両者の結果が必ずしも一致しないことは 4. 3. 5 の坑内地中変位測定結果と坑外地中変位測定結果の対比の項で述べたとおりである。そして、これら両者の整合性について体系的に論じた報告はまだ見当たらない。また、4. 3. 5 では両者に差異の生じる原因として考えられるものをいくつか指摘し、とくに初期値の設定時期によって生じる差異について詳しく論じた。このように測定結果自体に差異のあることを考えれば、これから推定されるゆるみ領域も両者のあいだで異なることは十分に考えられ、むしろ当然の帰結といえる。そこで、ここでは両者のゆるみ領域を大略的に比較し、その一般的な傾向について取りまとめることにする。図-5.57 および図-5.58 からは坑外地中変位測定から推定したゆるみ領域のほうが坑外地中変位測定から推定したゆるみ領域より大きい傾向がうかがわれる。しかし、ここで坑外地中変位計は切羽の通過によって掘削断面近傍の測点が失われるため、この領域の地中変位は測定されない。この測定不能な領域は岩盤の良好な STA248+60 で大きくなっている。これは岩盤が良好な断面の周辺孔では薬量が多くなるため、測点の損傷が激しくなったものと推察される。このように掘削断面近傍の最もゆるみの評価で重要な領域の地中変位が欠測してしまうことは坑外地中変位測定の大きな欠点といえる。しかし、反面、坑内地中変位計の測定深度が通常 6m 程度に制約されるため、それ以上ではゆるみの測定が不可能になってしまうのに対して、坑外地中変位計では地表面までの領域すべての地中変位を測定しうる点においてとくに比較的浅いトンネルでのゆるみ測定には有効な方法といえる。

さて、図によれば、坑外地中変位測定結果から坑内地中変位測定領域外にゆるみ領域の境界が設定される断面は鉄道トンネル STA249+30 の東側断面と、道路トンネル STA248+60 の東側断面の二つだけである。(ただし、道路トンネル STA249+20 は除いた)

しかし、この2断面とも坑内地中変位測定結果からのゆるみ領域は5.0m以下となっており、大きく相違している。一方、鉄道トンネルSTA248+60の両側断面、STA249+30の西側断面および道路トンネルSTA247+90の東西両断面を除く断面では坑内地中変位測定から推定される

表-5.3 坑内地中変位測定によるゆるみ領域と
坑外地中変位測定によるゆるみ領域の関係

| 記号 | トンネル区分 内容 | 鉄道トンネル | | | | | | 道路トンネル | | | |
|----|--|------------|---|--------|---|--------|---|--------|---|--------|---|
| | | STA 247+90 | | 248+60 | | 249+30 | | 247+90 | | 248+60 | |
| | | 東 | 西 | 東 | 西 | 東 | 西 | 東 | 西 | 東 | 西 |
| ① | 坑外地中変位測定によるゆるみ境界が坑内地中変位の測定外にある | | | | | ○ | | | | ○ | |
| ② | 坑内地中変位測定によるゆるみ境界が坑外地中変位の測定外にある | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | |
| ③ | 坑内地中変位測定によるゆるみ境界と坑外地中変位測定によるゆるみ境界がともに両者の測定範囲内にある | | | | | | ◎ | ○ | ○ | | ◎ |

ゆるみ領域はすべて坑外地中変位計の欠測領域の中にある。これ以外の断面については両者から推定されるゆるみ領域の境界が両方の地中変位計の測定範囲内にあるものである。これをまとめて表示すれば表-5.3 のとおりである。このうち両者のゆるみ領域が一致しているものは表中◎印で示した二断面のみである。このように同じ測定対象である地中変位から推定したゆるみ領域が坑内地中変位測定からと坑外地中変位測定からではほとんど一致しないということの最大の原因は測定範囲の差に起因していると考えられる。しかしながら、いずれの方法によってもゆるみ領域の境界は定められており、そのゆるみの定義やゆるみ境界の判定基準が基本的に同じであるにもかかわらず、結果が異なっていることから、両手法の解の一意性は、その測定対象範囲内においてしか保証されないと考えるべきであることが指摘できる。ただし、逆に掘削解放面から地表面までの連続した地中変位測定結果が得られたと仮定しても、坑内地中変位によるゆるみ領域の推定方法に従えば唯一の境界を定められるとは限らない。一方、坑外地中変位測定によるゆるみ領域の推定方法に従えば原則として唯一の境界を定めることができ、これは最大のゆるみ領域を与えることになるが、他にゆるみ境界と判断するか否かは別にして、区間ひずみの急増する点が存在する可能性を否定するものではない。これらのことは解の一意性の保証と関連すると同時に、ゆるみ領域の構造のとらえ方にも関連する問題である。例えば、ゆるみ領域を多層構造として考える方が現象をより合理的

に説明できるような場合も想定される。しかし、最終的にはゆるみ領域の構造や境界の同定は、ゆるみと設計あるいは施工との関係、すなわち設計や施工においてゆるみをどう取扱えば最も合理的であるかを明らかにしたうえで定式化すべきものと考えられ、これらはその多くの部分を今後の研究に待たなければならない。以上が表-5.3 の①、②に関連しての考察である。次に、同表の③について考察することにするが、ここではよく一致している二つの断面を除く、道路トンネル STA247+90 の東西両断面について述べる。この断面は土被りが非常に薄く、西側トンネルで 6.7m、東側トンネルでは 5.1m である。したがって、東西両トンネルとも坑内地中変位計と坑外地中変位計はほとんど同じ仮想の不動点を有していることになり、条件的には同じである。図-4.36 に示した坑内地中変位分布と坑外地中変位分布の関係を図-5.59 に再掲する。まず、西側トンネルについてみれば、坑内地中変位分布からゆるみ領域の境界をトンネル天端から 1.0m～2.0m の間とすることは十分可能のように思われる。しかし、5.2.2 で示した図-5.19 からはゆるみ領域を 5.0m 以上と判断した。これは同一断面の側壁部や両肩部の坑内地中変位の大きさと比較して著しく小さいためである。このことから地中変位分布からゆるみ領域の境界を推定する場合、その地中変位の大きさを考慮することによって推定結果の異なることが指摘される。これらの推定結果のうちいずれを選択するかはやはり先にも述べたとおり、ゆるみと設計、施工との関係において決定すべき問題と考える。しかし、坑内地中変位と坑外地中変位の大きさを比較すれば一般に坑外地中変位の方が大きい。これは坑外地中変位測定が切羽通過前からの変位を含めてトンネル掘削による全変位量を測定できるという特徴に起因するものである。この極めて特徴的なケースを東側トンネルにみることができる。すなわち、切羽通過後に測定した坑内地中変位分布と全変位を測定した坑外地中変位分布は全く異なる分布を与えている。このような場合、4.3.4 で示したとおり、掘削の影響が切羽前方の地山にも及ぶことを考慮すれば、ゆ

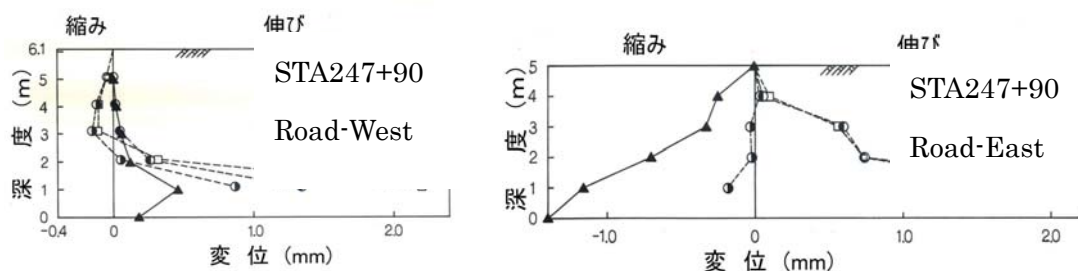


図-5.59 スライディングマイクロメータと坑内地中変位の対比

るみ領域の評価は坑外地中変位測定による全変位量を対象とするのが望ましいといえる。また、この場合にはゆるみと設計、施工との関係を明確にすることが、今後極めて重要な研究課題といえる。

5. 4 結言

本章では第2章で示した異なる4つのゆるみ領域の推定方法にもとづき、実際にゆるみ領域を推定するとともに、各推定方法の特徴、問題点、適用上の留意点や限界についてまとめた。この4つの方法に加えて、逆解析を用いたゆるみ領域の推定方法を新たに提案した。また、この方法を坑外地中変位測定結果に適用して、本方法がゆるみ領域の推定に有効であることを示した。同時に、本方法が連続弾性体としての地山挙動（解析値）と実際の地山挙動との乖離点に着目していることに起因する適用上の問題点、限界についても述べた。最後にこれらの5つの方法によるゆるみ領域の推定結果を比較して、それぞれの方法を実用上の観点から評価した結果、ロックボルト軸力測定結果からの推定を除けば、実際的な方法として有効であることを示した。ただし、この場合にもそれぞれの方法固有の問題や適用限界について具体的に示し、適用上の注意事項をまとめた。

参 考 文 献

- 1) 櫻井春輔：トンネル掘削に伴うゆるみ領域の研究，トンネルと地下，Vol. 14, No. 1, p35, 1983
- 2) 池田和彦他：トンネル掘削に伴うゆるみ層厚または塑性範囲の推定，鉄道技術研究所報告，No. 941, 1974
- 3) 櫻井春輔，竹内那文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文報告集，第337号，pp137～145, 1983. 9
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書（山岳編）・同解説，1983
- 5) 櫻井春輔：トンネル工事における変位計測結果の評価法，土木学会論文報告集，第317号，pp93～100, 1982. 1

第6章 ゆるみの評価にもとづく近接トンネルの設計・施工法に関する提言

6. 1 序言

第5章においてはゆるみ領域の大きさを各種の測定結果および解析結果から推定した。一方、2.5では全ての近接トンネルの施工例においてFEM解析が実施され、設計や施工手順に関する妥当性の事前評価が行われていることを述べた。この場合、トンネル相互間の干渉という近接トンネル固有の問題をどのように取扱えばよいかが重要な課題であり、具体的には掘削にともなって発生するトンネル周辺地山のゆるみ評価が重要である。5.1において「ゆるみ領域は掘削の影響を受けて、地山の力学特性が掘削前の特性から変化する領域である」という定義に従うことを述べたが、ゆるみ領域の力学的性質には弾性係数、粘着力、内部まさつ角をはじめ各種の諸量がある。このうち、地山の安定性評価をマクロ的に行う場合には弾性FEM解析が最も簡便であり、工学的な判断を加えれば近接トンネルにおける相互干渉の評価に十分有効な解析手法であると考え、弾性FEM解析において最も重要な入力パラメータである弾性係数について考えることにする。ここでは坑内弾性波探査結果および逆解析を用いたゆるみ領域の弾性係数の推定方法を提案し、実際にこの方法を適用して求めた弾性係数をもとにゆるみを考慮したFEM解析を実施する。この結果に考察を加えて比較的土被りの浅い双設（メガネ）トンネルの設計・施工に関しての提言を取りまとめることとする。

6. 2 ゆるみ領域の物性値の推定

6. 2. 1 坑内弾性波探査結果にもとづく推定

一般に弾性波速度 V_p からは、次式によって動弾性係数 E_d を求めることができる。¹⁾

$$E_d = V_p^2 \cdot \gamma \cdot (1 + \nu) (1 - 2\nu) / (1 - \nu) \cdots \cdots \cdots (6. 1)$$

ここで、 γ は岩石の単位体積重量、 ν はポアソン比である。さて、静的な安定解析においては静弾性係数が用いられ、動的解析のほとんど行われることのないトンネルにおい

ては静弾性係数を求めることがより重要である．そこで，弾性波探査の結果得られた第 1 速度層の物性値を添字 1 で，第 2 速度層を添字 2 で表すことにすれば，各層の動弾性係数は

$$E_{d1}=V_{p1}^2 \cdot \gamma_1 \cdot (1+\nu_1) (1-2\nu_1) / (1-\nu_1) \cdots \cdots \cdots (6. 2)$$

$$E_{d2}=V_{p2}^2 \cdot \gamma_2 \cdot (1+\nu_2) (1-2\nu_2) / (1-\nu_2) \cdots \cdots \cdots (6. 3)$$

のように表すことができる．ここで，ゆるみ領域においても単位体積重量およびポアソン比に変化がないものと仮定すれば，

$$E_{d1}/E_{d2}= (V_{p1}/V_{p2})^2 \cdots \cdots \cdots (6. 4)$$

である．すなわち，ゆるみ領域と非ゆるみ領域の動弾性係数の比は各領域の縦波弾性波速度の比の 2 乗に等しい．さらに，動弾性係数の比が，静弾性係数の比に等しいと仮定すれば，

$$E_{s1}/E_{s2} = E_{d1}/E_{d2}= (V_{p1}/V_{p2})^2 \cdots \cdots \cdots (6. 5)$$

となる．ただし， E_s は静弾性係数を示す．以下においてはこの仮定にもとづいて考察するが，この仮定の妥当性については後述する．

さて，鉄道トンネルおよび道路トンネルで実施した坑内弾性波探査の結果は既に図-5.37 および図-5.42 に示したとおりである．これから岩級区分毎の V_{p1}/V_p および $(V_{p1}/V_p)^2$ を整理して図-6.1 に示す．鉄道トンネルでは坑内弾性波探査の測線が多いため道路トンネルよりもばらつきが大きくなっている．まず，鉄道トンネルにおける結果からは $V_{p1}/V_{p2} \doteq 0.35 \sim 0.80$ ，したがって $(V_{p1}/V_{p2})^2 = 0.12 \sim 0.64$ が，また道路トンネルの結果からは $V_{p1}/V_{p2} = 0.43 \sim 0.70$ ，したがって $(V_{p1}/V_{p2})^2 = 0.18 \sim 0.49$ が得られる．ここで，鉄道トンネルでは岩級区分が変化しても V_{p1}/V_{p2} の値は範囲が広いもののほとんど変化がない．一方，道路トンネルでは地山が悪くなるにしたがって， V_{p1}/V_{p2} の値は大きくなる傾向が認められる．いずれにしても， $(V_{p1}/V_{p2})^2$ の値は 0.12 ～ 0.64 の範囲にあつて (6.5) 式に従えば，ゆるみ領域の弾性係数は非ゆるみ領域の 1 割

～6割程度といえる．この $(V_{p1}/V_{p2})^2$ の下限値約 0.1 は 1981 年に三木幸蔵他²⁾ がゆるみ領域の変形係数の低下率の最大として示した $1/10$ と一致している．また，0.12～0.64 の中央値は 0.38 であり，この値はトンネル掘削によるゆるみ領域の調査報告書等でゆるみ領域の弾性係数を非ゆるみ領域の 40%としていることとよい一致を示している．

次に，各主計測断面におけるゆるみ層と非ゆるみ層の弾性波速度値についてまとめれば表-6.1 のとおりである．この表の $(V_{p1}/V_{p2})^2$ の平均値を比較すれば，鉄道トンネルの東西では明らかな差がみられ，東側トンネルのほうがかなり小さい値となっている．このことは西側トンネルに比べて東側トンネルのゆるみ領域の物性劣化が激しいこと

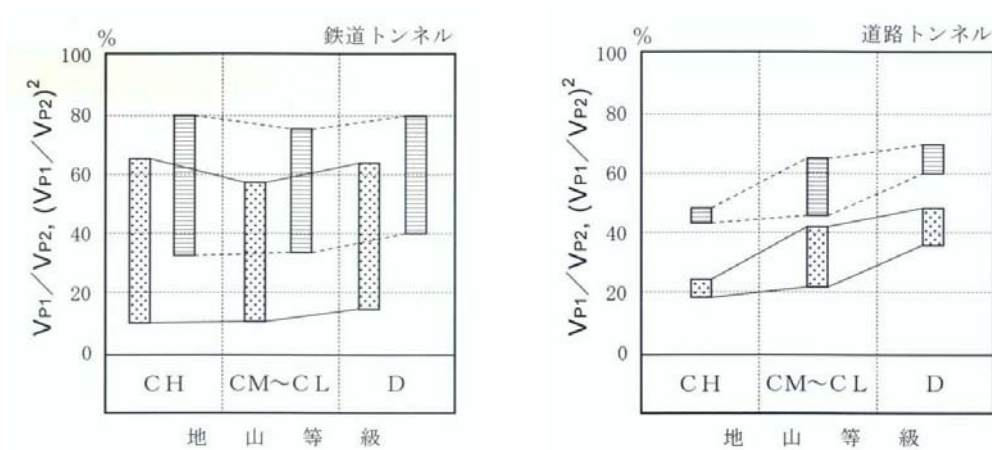


図-6.1 岩級区分と V_{p1}/V_{p2} および $(V_{p1}/V_{p2})^2$ の関係

を示している．しかし，道路トンネルでは逆の傾向が認められ，この原因の特定は困難である．一方，動弾性係数と静弾性係数との関係については従来から多くの議論がなされてきたが，現在でもその統一的理解は示されていない．ただし，今井³⁾ は動弾性係数と孔内載荷試験 (LLT) によって得られた静弾性係数との関係について多くの試験結果から経験的に次式を与えている．すなわち，

$$E_d = 72.5 E_L^{0.794} \dots\dots\dots (6.6)$$

ここで， E_d は動弾性係数， E_L は LLT によって求めた静弾性係数である．再び (6.4) 式の関係を用いることにすれば，

表-6.1 ゆるみ層および非ゆるみ層の弾性波速度値

| トンネル | 断面位置 | 東西区分 | 地山等級 | ゆるみ領域 V _{p1} km/sec | 非ゆるみ領域 V _{p2} km/sec | ① V _{p1} /V _{p2} | ② (V _{p1} /V _{p2}) ² | ②の中央値 |
|------|-----------|------|------|---------------------------------|----------------------------------|---------------------------------------|---|-------|
| 鉄道 | STA247+90 | 西 | CM | 2.1~2.4 | 3.2~3.3 | 0.64~0.73 | 0.40~0.53 | 0.47 |
| | | 東 | CH | 1.4~1.5 | 2.7~2.9 | 0.48~0.56 | 0.23~0.31 | 0.27 |
| | STA248+60 | 西 | CH | 2.1~2.6 | 3.1~3.8 | 0.58~0.76 | 0.36~0.58 | 0.47 |
| | | 東 | CM | 1.2 | 3.4~3.5 | 0.35 | 0.12 | 0.12 |
| 道路 | STA249+30 | 西 | D | 1.5 | 2.0~2.2 | 0.68~0.75 | 0.46~0.56 | 0.51 |
| | | 東 | D | 1.1~1.2 | 2.5~2.9 | 0.41~0.44 | 0.17~0.19 | 0.18 |
| | STA248+60 | 西 | CH | 1.8 | 3.5 | 0.51 | 0.26 | 0.26 |
| | | 東 | CM | 1.7 | 2.6 | 0.65 | 0.43 | 0.43 |

$$E_{d1}/E_{d2} = (V_{p1}/V_{p2})^2 = 72.5E_{L1}^{0.794}/72.5E_{L2}^{0.794} \dots\dots\dots (6.7)$$

整理すれば,

$$(V_{p1}/V_{p2})^2 = 72.5E_{L1}^{0.794}/72.5E_{L2}^{0.794} \dots\dots\dots (6.8)$$

故に

$E_{L1}=E_{s1}$, $E_{L2}=E_{s2}$ と改めて,

$$E_{s1}/E_{s2} = 10^{1.2591 \log(V_{p1}/V_{p2})^2} \dots\dots\dots (6.9)$$

$$= 10^{2.5181 \log(V_{p1}/V_{p2})} \dots\dots\dots (6.10)$$

を得る. ここで, $V_{p1} \leq V_{p2}$ として, $0 < V_{p1}/V_{p2} \leq 1$ について E_{s1}/E_{s2} を示せば図-6.2 のとおりである. この図をみれば (6.5) 式の結果と (6.9) 式の結果に大きな差のないことが理解できる. この結果, ゆるみ領域の静弾性係数の評価に (6.5) 式を用いても工学的に十分有効であると考え.

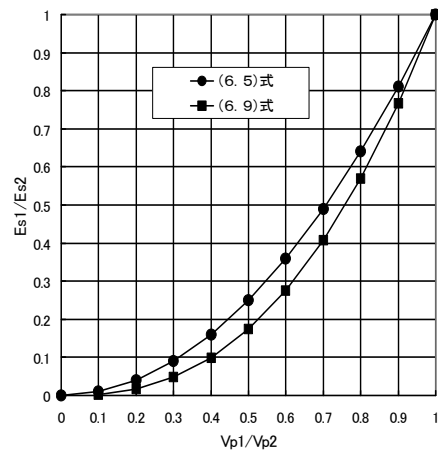


図-6.2 (6.5)式と(6.9)式の関係

6. 2. 2 ゆるみを考慮した逆解析にもとづく推定

(1) 推定方法

一般の FEM 解析では地山を等方均質な弾性地山と仮定している。したがって、この逆解析結果から求められる等価弾性係数は掘削空洞周辺の地山にゆるみ領域が発生している場合でも周辺地山の平均的な弾性係数を与えることになるが、多くの場合トンネルの安定性を評価するうえで十分な精度と信頼性を有していると考えてよい。しかし、5. 2. 5 逆解析結果によるゆるみ領域の推定で示したとおり、地山を等方均質な弾性体と仮定した通常の逆解析結果と実際の計測値が大きく相違する領域を考えると、これをゆるみ領域として設定することが可能であったことから、ここでは周辺地山をゆるみ領域と非ゆるみ領域に分割して逆解析を実施することによって、ゆるみ領域の物性値（弾性係数）を推定することが可能であると考えた。すなわち、ゆるみ領域と非ゆるみ領域の弾性係数を別々の異なるものとして考え、逆解析を実施し、その結果が地山を均質な弾性体と仮定する従来の逆解析の結果よりも解析結果と実測値の整合性において優れていれば、結果的に得られる初期応力パラメータもまた、より実際の物性値に近いものと考えることができる。以下においてその具体的な定式化について示すこととする。

まず、FEM 逆解析の前提として次のような仮定をおく。

- ① 地山はゆるみ領域と非ゆるみ領域から構成されるが、それぞれの領域内においては等方均質な弾性体である
- ② ポアソン比は既知とする
- ③ 初期応力はトンネル掘削断面内で一様である

さて、トンネル掘削時の掘削節点外力 $\{P_0\}_e$ は、

$$\begin{aligned}\{P_0\}_e &= \int_v [B]^T \{ \sigma_0 \} dV \cdots \cdots \cdots (6. 11) \\ &= \int_v [[B_1] [B_2] [B_3]]^T \{ \sigma_0 \} dV\end{aligned}$$

ここで、 $[B]$ は節点変位～ひずみ関係マトリクス、 $\{ \sigma_0 \}$ は地山の初期応力を示す。さらに、 $\{ \sigma_0 \} = \{ \sigma_{x0} \ \sigma_{y0} \ \tau_{xy0} \}^T$ である。また、

$$\{P_1\} = \int_v [B_1] dV$$

$$\{P_2\} = \int_v [B_2] dV$$

$$\{P_3\} = \int_v [B_3] dV$$

とおくと、

$$\begin{aligned} \{P_0\}_e &= \sigma_{x0} \{P_1\} + \sigma_{y0} \{P_2\} + \tau_{xy0} \{P_3\} \\ &= [K] \{u\} \cdots \cdots \cdots (6. 12) \end{aligned}$$

ただし、[K]剛性マトリックス

{u} トンネル掘削時の地山の変位ベクトル

ここで、ゆるみ領域内の要素に関する剛性マトリックスを $[K_y]$ 、非ゆるみ領域の要素に関する剛性マトリックスを $[K_0]$ とすれば、(6. 12) 式における全体剛性マトリックス[K]は次のようにかける。

$$[K] = [K_0] + [K_y] \cdots \cdots \cdots (6. 13)$$

次に、非ゆるみ領域、すなわち、もともとの地山の弾性係数を E_0 、ゆるみ領域の弾性係数を E_y とすれば、(6. 13) 式は、

$$\begin{aligned} [K] &= E_0 [K_0^*] + E_y [K_y^*] \\ &= E_0 ([K_0^*] + E_y / E_0 [K_y^*]) \cdots \cdots \cdots (6. 14) \end{aligned}$$

とかける。ここで、 $E_y / E_0 = R_y$ とおけば、(6. 14) 式は、

$$\begin{aligned} [K] &= E_0 ([K_0^*] + R_y [K_y^*]) \\ &= E_0 [K^*] \cdots \cdots \cdots (6. 15) \end{aligned}$$

となり、 $[K^*]$ は弾性係数とは無関係なマトリックスとなる。ただし、 R_y については適当な値を設定値として解析時に入力することが前提である。

(6. 15) 式を用いて, (6. 12) 式を書き直せば,

$$[K^*] \{u\} = \sigma_{x0}/E_0 \cdot \{P_1\} + \sigma_{y0}/E_0 \cdot \{P_2\} + \tau_{xy0}/E_0 \cdot \{P_3\} \cdots \cdots \cdots (6. 16)$$

したがって,

$$\begin{aligned} \{u\} &= [[K^*]^{-1} \{P_1\} \quad [K^*]^{-1} \{P_2\} \quad [K^*]^{-1} \{P_3\}] \{ \sigma_{x0}/E_0 \quad \sigma_{y0}/E_0 \quad \tau_{xy0}/E_0 \}^T \\ &= [A] \{c\} \cdots \cdots \cdots (6. 17) \end{aligned}$$

ただし, $[A] = [[K^*]^{-1} \{P_1\} \quad [K^*]^{-1} \{P_2\} \quad [K^*]^{-1} \{P_3\}]$

$$\{c\} = \{ \sigma_{x0}/E_0 \quad \sigma_{y0}/E_0 \quad \tau_{xy0}/E_0 \}^T$$

ここで, 最適化の条件として解析結果(節点変位)と実測値の差に最小二乗法を適用すれば,

$$F = ([A] \{c\} - \{u\})^T ([A] \{c\} - \{u\})$$

を最小化することである. よって, $\{c\}$ は以下のとおりとなる. すなわち,

$$\{c\} = ([A]^T [A])^{-1} [A]^T \{u\} \cdots \cdots \cdots (6. 18)$$

これからさらに, 計測変位は一般に相対変位であることから以下に示す相対変位 $\{L\}$ と絶対変位 $\{u\}$ の関係を使用すれば,

$$\begin{aligned} \{L\} &= [T] \{u\} \Rightarrow \{u\} = [T]^{-1} \{L\} \\ \{u\} &= [A] \{c\} = [T]^{-1} \{L\} \\ \{L\} &= [T] [A] \{c\} = [A^*] \{c\} \end{aligned}$$

ここに, $[T]$ は絶対変位を相対変位に変換する適当な変換マトリックスである. これより, (6. 18) 式は $\{u\}$ と $\{L\}$, $[A]$ と $[A^*]$ を置き換えて,

$$\{c\} = ([A^*]^T [A^*])^{-1} [A^*]^T \{L\} \dots\dots\dots (6. 19)$$

結局、(相対) 計測変位から一意的に初期応力パラメータ $\{c\}$ ，すなわち， σ_{x0}/E_0 ， σ_{y0}/E_0 ， τ_{xy0}/E_0 を求めることができる．このとき， $\sigma_{y0} = \gamma \cdot H_0$ (γ ：地山の単位体積重量， H_0 ：トンネル中心における土被り) を仮定することによって E_0 を決定することができる．さらに， $E_y/E_0 = R_y$ の関係から，

$$E_y = R_y \cdot E_0$$

として，ゆるみ領域の弾性係数 E_y を決定することができる．

以上はゆるみ領域の弾性係数 E_y と非ゆるみ領域の弾性係数 E_0 との比，すなわち R_y を所与の条件として最小二乗法によって初期応力パラメータを同定するプロセスについて示したものである．しかし，さらに R_y を含めた最適化について提示しておかなければならない．以下においてこの R_y の最適化のプロセスについて示すこととする．

R_y の定義から，

$$0 < R_y \leq 1$$

と考えることができる．ここで， R_y は連続変数であり， $R_y = 1$ のとき $E_y = E_0$ であるから従来のゆるみ領域を考慮しない逆解析の方法と同一である．このときゆるみ領域は存在しないことになる．さて， $0 < R_y \leq 1$ の 1 つの値 R_{yi} に対応して 1 つの E_{yi} および E_{0i} が定まるとは既に述べたとおりである．また，このときの解析に用いる入力値（実測値）の組を，

$$\{u\} = \{u_1, u_2, u_3, \dots\dots\dots u_n\}^T$$

これに対する解析結果を

$$\{U\} = \{U_1, U_2, U_3, \dots\dots\dots U_n\}^T$$

として

$$ERR (R_y) = \Sigma (\{u\} - \{U\})^2 / n$$

を実測値と解析値との乖離度を示す関数（指標）として導入する．ここで， n は入力値の数である．この目的関数 $ERR (R_y)$ を最小化すること，すなわち実測値と解析値との乖離度を最小にすることができれば，結果的に E_y を含む初期応力パラメータの最適化が可能であると考えた．しかし，その定義からも明らかなように目的関数を数学的な手法を用いて直接最適化することは事実上不可能である．そこで，次項以下では鉄道トンネルおよび道路トンネルの計測結果をもとに感応度分析を兼ねて代表的な R_y に対する $ERR (R_y)$ を求めて最適解を実証的に求めるとともに，本手法適用の条件と限界についても明らかにすることとする．

(2) 鉄道トンネルにおけるゆるみ領域の物性値

鉄道トンネルの西側断面についてゆるみ領域の物性値を推定したが，STA248+60 の断面についてはゆるみ領域が認められないため，STA247+90 および STA249+30 の 2 断面についてその結果を示す．表-6.2 は解析結果をとりまとめたものである．また，図-6.3 に剛性比 E_1/E_2 と指標値の関係を示す．さらに，図-6.4 に剛性比 1.0 すなわちゆるみを考慮しない場合，および指標値の最小となる剛性比の場合の測定値（入力）と解析値（出力）の分布を示す．これらから STA247+90 では剛性比が 0.2，STA249+30 では 0.1 の場合が測定値と解析値が最もよい一致を示すことがわかる．また，表-6.2 からは剛性比が低下することにしたがって E_2 が大きくなることもわかる．

表-6.2 鉄道トンネルのゆるみ領域の推定物性値

| 項目 断面 | ゆるみ | | 初期応力パラメータ | | | 側圧比 | 等価弾性係数 | 指標値 |
|-----------|-------|------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|------------------------------|---------------------|
| | 厚さ(m) | 剛性比(E_1/E_2) | σ_x/E_2 | σ_y/E_2 | τ_{xy}/E_2 | k_0 | E_0 (kgf/cm ²) | ERR |
| STA247+90 | 5 | 0.1 | -0.18×10^4 | -0.20×10^4 | -0.40×10^4 | 0.93 | 325300 | 12.92×10^4 |
| | 5 | 0.2 | -0.30×10^4 | -0.37×10^4 | -0.40×10^4 | 0.81 | 172400 | 2.94×10^4 |
| | 5 | 0.4 | -0.44×10^4 | -0.58×10^4 | -0.43×10^4 | 0.76 | 111400 | 4.62×10^4 |
| | 5 | 0.6 | -0.53×10^4 | -0.71×10^4 | -0.45×10^4 | 0.75 | 90200 | 8.18×10^4 |
| | 0 | 1.0 | -0.68×10^4 | -0.92×10^4 | -0.49×10^4 | 0.74 | 72100 | 14.46×10^4 |
| STA248+50 | 0 | 1.0 | -0.10×10^3 | -0.88×10^4 | -0.14×10^4 | 1.14 | 133200 | — |
| STA249+30 | 2 | 0.05 | -0.20×10^2 | -0.11×10^2 | -0.92×10^4 | 1.82 | 5300 | 2.65×10^2 |
| | 2 | 0.1 | -0.22×10^2 | -0.13×10^2 | -0.57×10^4 | 1.72 | 4800 | 0.83×10^2 |
| | 2 | 0.2 | -0.23×10^2 | -0.12×10^2 | -0.47×10^4 | 1.67 | 4400 | 1.12×10^2 |
| | 2 | 0.6 | -0.25×10^2 | -0.16×10^2 | -0.51×10^4 | 1.57 | 3700 | 1.83×10^2 |
| | 0 | 1.0 | -0.28×10^2 | -0.18×10^2 | -0.55×10^4 | 1.52 | 3300 | 2.33×10^2 |

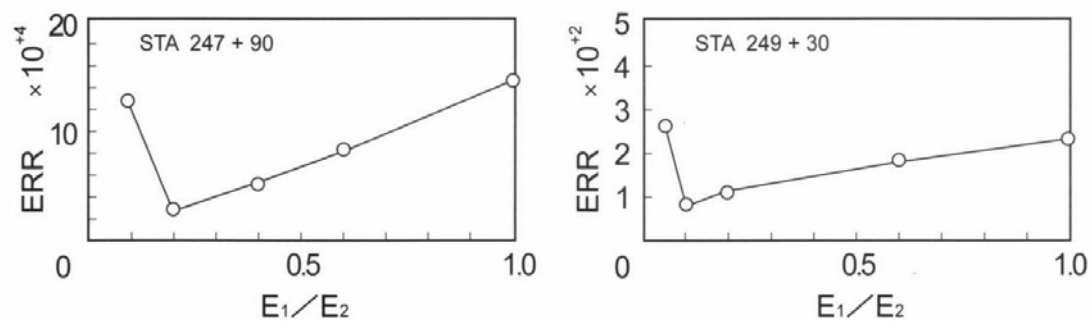


図-6.3 剛性比 E_1/E_2 と指標値 (ERR) との関係 (鉄道トンネル)

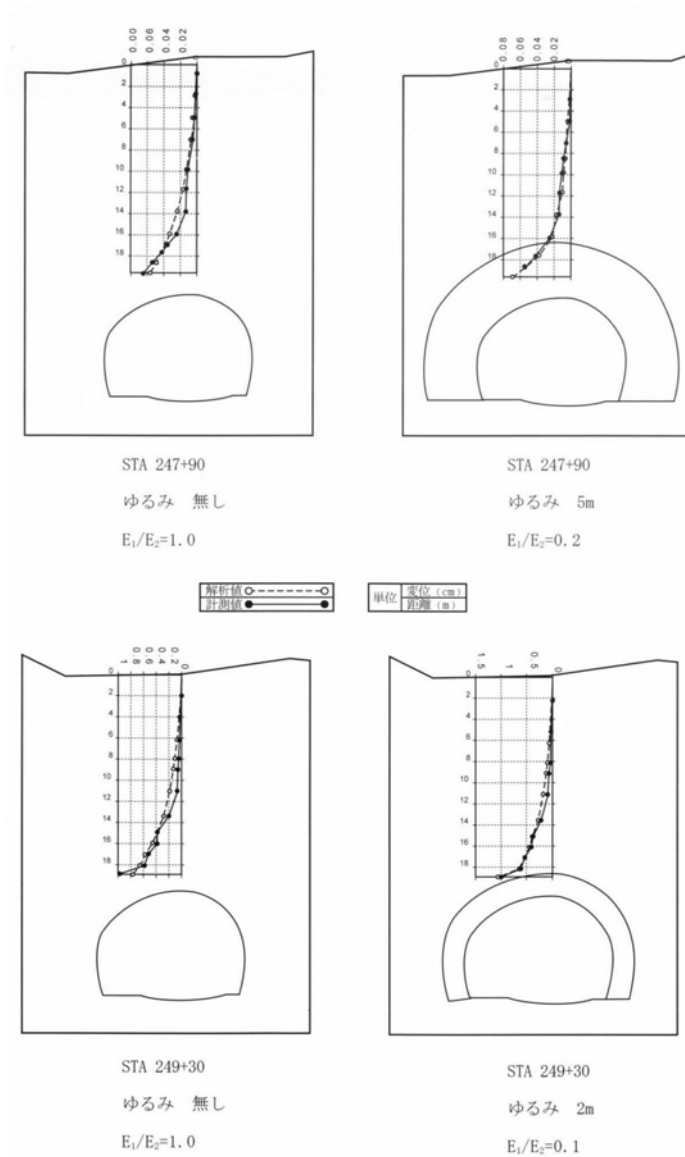


図-6.4 ゆるみを考慮した解析とゆるみを考慮しない解析結果

(3) 道路トンネルにおけるゆるみ領域の物性値

表-6.3 に道路トンネルの西側断面についてゆるみ領域の物性値を推定した結果を示す。これらの結果から明らかなように STA247+90 と STA248+60 では最適解が得られていない。以下ではこの原因について分析し、本節で用いたゆるみを考慮した逆解析によるゆるみ領域の物性値推定方法の適用条件と限界を明らかにする。

表-6.3 道路トンネル西側のゆるみ領域の推定物性値

| 項目 断面 | ゆるみ | | 初期応力パラメータ | | | 側圧比 | 等価弾性係数 | 指標値 |
|-----------|-------|------------------|---------------------|---------------------|---------------------|-------|------------------------------|---------------------|
| | 厚さ(m) | 剛性比(E_1/E_2) | σ_x/E_2 | σ_y/E_2 | τ_{xy}/E_2 | k_0 | E_0 (kgf/cm ²) | ERR |
| STA247+90 | 3 | 0.001 | -0.11×10^4 | -0.27×10^5 | -0.10×10^4 | 3.92 | 882800 | 0.41×10^2 |
| | 3 | 0.01 | -0.54×10^3 | -0.18×10^4 | -0.18×10^4 | 3.05 | 137200 | 1.08×10^2 |
| | 3 | 0.05 | -0.18×10^3 | -0.67×10^4 | -0.54×10^4 | 2.76 | 36200 | 1.93×10^2 |
| | 3 | 0.1 | -0.26×10^3 | -0.11×10^3 | -0.78×10^4 | 2.45 | 22700 | 2.65×10^2 |
| | 3 | 0.2 | -0.34×10^3 | -0.16×10^3 | -0.11×10^3 | 2.15 | 15000 | 3.56×10^2 |
| | 3 | 0.6 | -0.50×10^3 | -0.26×10^3 | -0.16×10^3 | 1.92 | 9200 | 5.06×10^2 |
| | 0 | 1.0 | -0.60×10^3 | -0.32×10^3 | -0.19×10^3 | 1.88 | 7600 | 5.66×10^2 |
| | 0 | 1.0(注) | -0.12×10^2 | -0.90×10^3 | -0.46×10^3 | 1.37 | 2700 | — |
| STA248+60 | 4 | 0.1 | -0.15×10^3 | -0.58×10^4 | -0.52×10^4 | 2.52 | 138500 | 0.54×10^2 |
| | 4 | 0.3 | -0.21×10^3 | -0.81×10^4 | -0.68×10^4 | 2.55 | 99800 | 0.88×10^2 |
| | 4 | 0.6 | -0.25×10^3 | -0.97×10^4 | -0.78×10^4 | 2.54 | 82900 | 1.19×10^2 |
| | 0 | 1.0 | -0.28×10^3 | -0.11×10^3 | -0.87×10^4 | 2.52 | 72000 | 1.50×10^2 |
| STA249+30 | 5 | 0.1 | -0.28×10^3 | -0.26×10^3 | -0.60×10^4 | 1.09 | 9800 | 1.24×10^2 |
| | 5 | 0.2 | -0.53×10^3 | -0.48×10^3 | -0.21×10^3 | 1.09 | 5500 | 0.93×10^2 |
| | 5 | 0.4 | -0.89×10^3 | -0.74×10^3 | -0.40×10^3 | 1.20 | 3400 | 1.34×10^2 |
| | 5 | 0.6 | -0.12×10^2 | -0.94×10^3 | -0.51×10^3 | 1.24 | 2700 | 2.41×10^2 |
| | 0 | 1.0 | -0.15×10^2 | -0.12×10^2 | -0.66×10^3 | 1.27 | 2100 | 23.99×10^2 |

(注) 地表面沈下量を考慮

まず、STA247+90 についてみれば、図-6.5 からわかるとおり、剛性比 E_1/E_2 の低下にともなって指標値も単調に減少し、 $E_1/E_2=0.001$ で指標値は最小となっている。さらに剛性比を小さくすることによって指標値もまた減少することが予想される。ここで、図-6.6 に $E_1/E_2=1.0$ (ゆるみを考慮しない) および $E_1/E_2=0.001$ の場合の解析結果を示す。この図をみれば、非ゆるみ領域に相当する地表面から深度 3.0m までの測定値の相対変位は縮みとなっており、このことから考えて弾性解析では非ゆるみ領域の弾性係数 E_2 は原理的に無限大に近づくであろう。このことは剛性比 E_1/E_2 が限り無く 0 に近づくことに等しい。しかし、これらは測定値に対するよい近似を与えるであろうけれども、結果は非現実的な剛性比や弾性係数を与えてしまうことになる。したがって、これを最適解とすることはできない。この原因は相対的な縮みの微小変位を一般の連続体の弾性

解析で近似しようとした点にある．すなわち，非ゆるみ領域の弾性係数が無限に大きくなることによってよい近似を与えるという解析結果は，非ゆるみ領域を見かけ上一つの剛体ブロックとしてみなすことができることを示している．また，道路トンネル西側上半部の掘削によってトンネル直上の地表面は 13.4mm の沈下を示しており，この結果と地中変位の最大の累積変位が 2.0mm であることからみてもゆるみ領域を含むアーチクラウン部の土塊全体がマクロ的には一つのブロックとして挙動していると推測される．したがって，この断面ではグランドアーチは形成されず，ゆるみは地表面まで及んでいると解釈される．ただし，実測の地中変位分布からは掘削断面近傍で変位の急増する領域が認められ，全体のゆるみの中における物性劣化領域の存在は否定できないであろう．しかし，この物性劣化領域の物性値とそれ以外の領域の物性値との比

率，すなわち E_1/E_2 を求めることは先述のとおり本節で示したような連続弾性体モデルでは困難であり，全体のゆるみ領域と非ゆるみ領域の境界条件，例えばせん断すべり面を取り扱えるモデルや三次元的な地山の挙動を取り扱える解析モデルが必要であると思われる．なお，地表面沈下量を考慮した逆解析結果を図-6.7 に示すが，解析値の分布が先の地表面沈下量を考慮しない逆解析結果と異なっているのは目的関数に占める地表面沈下量の影響が大きいためである．重要な点は地表面沈下量を考慮した逆解析結果では等価弾性係数が 2700kgf/cm^2 と地表面沈下量を考慮しない逆解析 (7600kgf/cm^2) の約 $1/3$ となっていることである．したがって，土被りが小さく，アーチクラウン部の地山が一体の土塊となって挙動し，その内部で発生する地中変位が小さい場合には逆解析において少なくとも地表面沈下あるいは天端沈下量などの絶対変位を加えておく

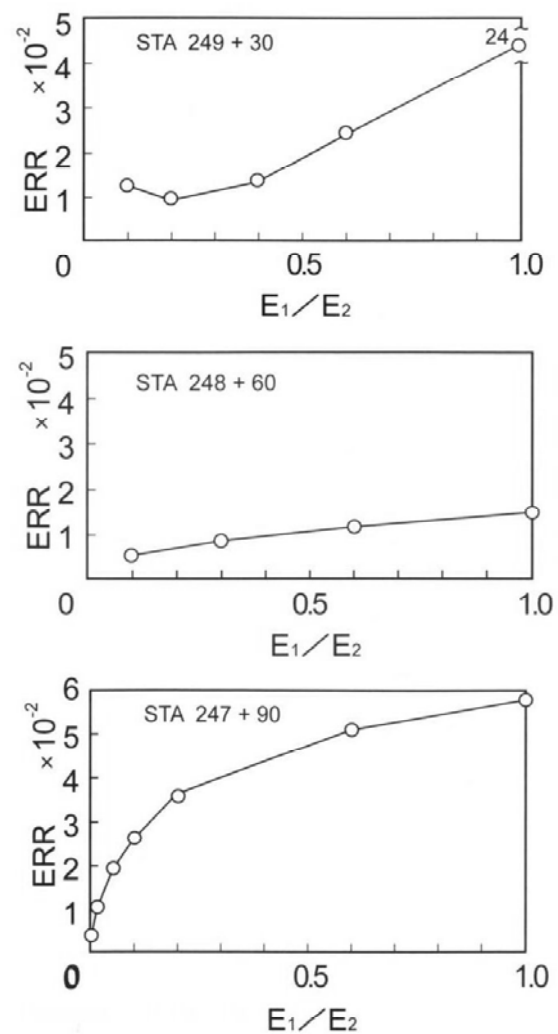


図-6.5 剛性比 E_1/E_2 と指標値との関係（道路トンネル）

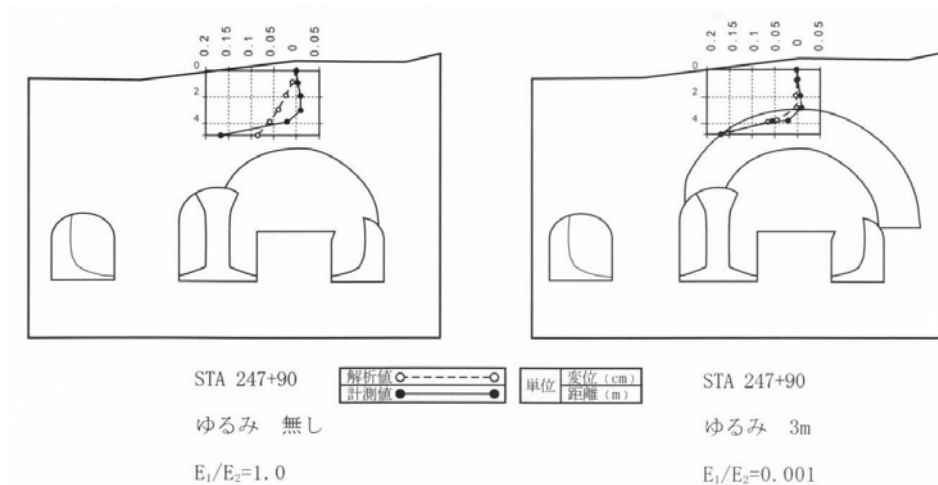


図-6.6 $E_1/E_2=1.0$ および $E_1/E_2=0.001$ の解析結果 (道路トンネル STA247+90)

必要があると考える。ただし、この場合にも解析モデルの妥当性については検討しなければならない。次に、STA248+60 の断面における $E_1/E_2=1.0$ および $E_1/E_2=0.1$ の場合の解析結果を図-6.8 に示す。先に示した図-6.5 からこの断面では $E_1/E_2=0.1 \sim 1.0$ の間において最適解を見出すことはできず、剛性比 E_1/E_2 が低下するにしたがって指標値も小さくなっていることから、最適値は 0.1 以下の剛性比になるものと予想

される。しかし、 $E_1/E_2=0.1$ の場合、 E_2 はすでに 138500 kgf/cm^2 と非常に大きな値になっており、これ以上の剛性比の低減によって E_2 の値がさらに増大することは実際の岩盤としての弾性係数と乖離したものになってしまうおそれがある。さらに、最も重要な点は剛性比 0.1 の解析値と測定値の分布において深度 28.0 m の測点では測定値と解析値がまったく異なっており、測定値の変位がはるかに大きくなっている点である。それにもかかわらず、最深点 29.0 m (解析上 28.0 m) の変位では両者に大きな差異は認められない。この結果、この断面におけるゆるみの形態を物性劣化型、すなわちゆるみ領域の弾性係数が低下したものとして解析すること自体に問題のあることが明らかとなる。すなわち、第5章 5.2.3 坑外地中変位測定結果によるゆるみ領域の推定の項で指摘し

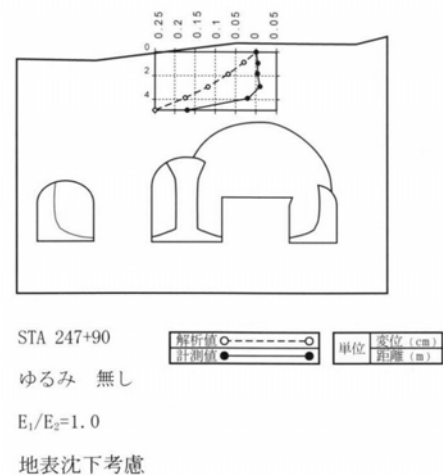


図-6.7 地表面沈下量を考慮した逆解析結果
(道路トンネル STA247+90)

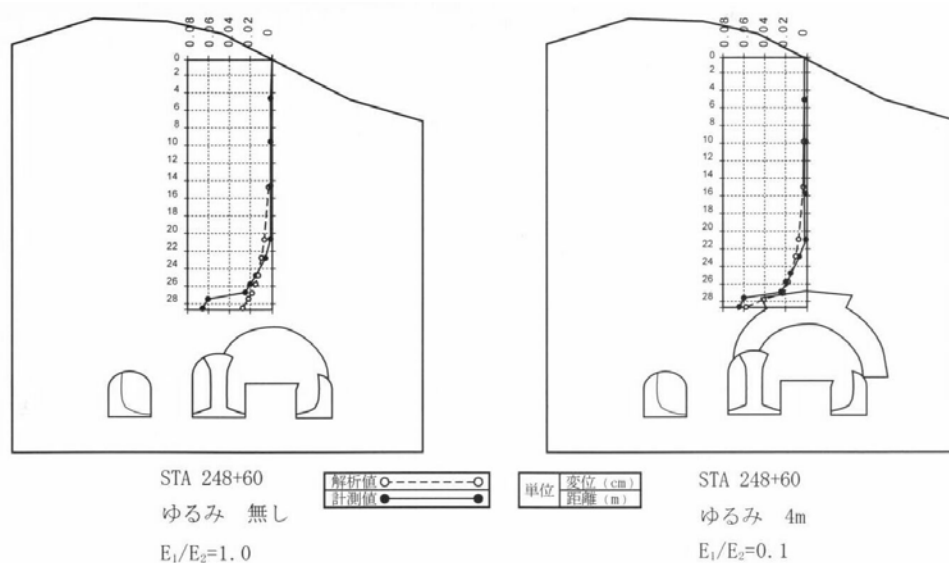


図-6.8 $E_1/E_2=1.0$ および $E_1/E_2=0.2$ の解析結果（道路トンネル STA248+60）

たとおり，このゆるみの形態は完全な分離破壊型と考えることができる．したがって，このような分離破壊型のゆるみに対する物性値の推定には本節のアプローチを適用すべきではなく，分離破壊面における不連続性を考慮した解析モデルが必要と考える．最後に，STA249+30 の断面における $E_1/E_2=1.0$ の場合および最適解を与える $E_1/E_2=0.2$ の場合の解析結果を図-6.9 に示す．この断面では明瞭な最適解を得ることができた．

(4) まとめ

ゆるみ領域を考慮した逆解析にもとづくゆるみ領域の物性値の推定結果をとりまとめて表-6.4 に示す．結局，ゆるみ領域の物性値が推定できたのは STA247+90 鉄道トンネルと STA249+30 の鉄道トンネルおよび道路トンネルの3断面である．これ以外の断面については表中に注記したと

表-6.4 ゆるみを考慮した逆解析にもとづく
ゆるみ領域の推定物性値

| | STA | E_1/E_2 | $E_2(\text{kgf/cm}^2)$ | $E_1(\text{kgf/cm}^2)$ |
|--------|--------|-----------|------------------------|------------------------|
| 鉄 道 | 247+90 | 0.2 | 172400 | 34500 |
| | 248+60 | *1) | | |
| | 249+30 | 0.1 | 4800 | 500 |
| 道 路 | 247+90 | *2) | | |
| | 248+60 | *3) | | |
| | 249+30 | 0.2 | 5500 | 1100 |

*1), *3) 不連続

*2) 全体的挙動

おり，ゆるみの形態や構造が異なるものと考えられ，ゆるみ領域を弾性係数の低下領域として取扱うことができないものである．これらについては設計上での取扱い方を検討するうえで別の解析モデルが必要であろうし，今後実際の施工事例からこうした種類のゆるみに関しての実証的な研究を進めていかななくてはならないと考える．

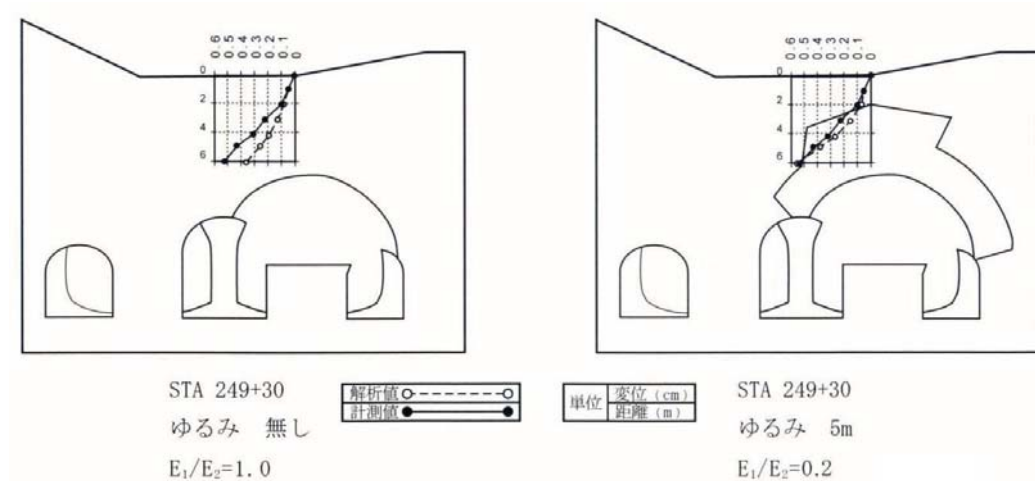


図-6.9 $E_1/E_2=1.0$ および $E_1/E_2=0.2$ の解析結果（道路トンネル STA249+30）

さて、求めた剛性比は $0.1 \sim 0.2$ となっており、ゆるみ領域ではかなりの物性劣化が生じているといえる。しかし、STA247+90 では非ゆるみ領域の弾性係数 (E_2 は 170000 kgf/cm^2) をこえており、ゆるみ領域の弾性係数 (E_1) でさえ 30000 kgf/cm^2 以上と非常に大きいものである。したがって、経験的にみてこのような大きな弾性係数を有する領域を一般的なゆるみ領域と考えることは難しいが、解析結果が実測の地中変位分布のよい近似を与えていることもまた事実であり、比較的堅い地山における地中変位発生メカニズムについての構造分析が必要と思われる。STA249+30 では鉄道、道路ともに地山等級はD級と不良地山であり、得られた結果はほぼ妥当なものと判断できる。なお、ここで得られた弾性係数の低下率は坑内弾性波から推定した低減率の $0.12 \sim 0.64$ の下限値に近いものとなっている。

6. 3 後続トンネルの掘削が先行トンネルに与える影響

6. 3. 1 分析の方法

序論でも述べたとおり、最近の地下空間の高度利用化に伴い、地中構造物も複雑で多様な形態を有するようになってきている。トンネルに限ってみても交通量の増大や、線形の制約、土地の経済的な利用のために双設トンネル（メガネトンネルを含む）の建設が増加しており、今後もこの傾向は進むものと予測される。代表例については表-2.2で示したとおりであり、これらのトンネルではFEM解析によってトンネル相互間の影響

を把握する一方、現場計測を実施して実際の挙動や構造物に働く応力を求めている。しかし、こうした双設トンネル設計上の基準はいまだ存在していない。これは双設トンネル設計上で考慮しなければならない因子、例えば地山の性状、断面形状・寸法、施工法、土被りなどが複雑で各因子が交絡していることや、各トンネルでこれらの因子がまちまちであるため、計測結果などから帰納的に設計基準を定めることが困難と考えられるためである。また、帰納的に設計基準を定めるためには過去の施工事例やデータが少なすぎるともいえる。したがって、現状ではトンネルの施工に際してその都度これらの因子を加味した数値解析によって合理的と考えられる設計諸元を求めている。しかし、数値解析結果と実際の挙動や発生応力は必ずしも一致しておらず、今後さらにこうした施工事例を集積し、トンネル相互間の影響の度合いの大きさや、その影響発生メカニズムについて分析していくことは、双設トンネルの設計基準の設定や合理的な設計法を確立していくうえで極めて重要なことと考える。

さて、ここでは鉄道トンネルおよび道路トンネルをそれぞれ独立した双設トンネルとして考え、後続トンネルの掘削が先行トンネルに与える影響について分析することにするが、後続トンネルの掘削が先行トンネルの周辺地山に与える影響については第4章で述べたとおりである。したがって、ここでは後続トンネルの掘削が先行トンネルの二次覆工コンクリートに与える影響を中心に分析することにするが、これは双設トンネルの設計、施工上最も重要な工学的視点の一つである。後続トンネルの掘削が先行トンネルの二次覆工コンクリートに与える影響は大別して、動的な影響と静的な影響に区別される。動的な影響は後続トンネルの発破振動による影響であるが、完全なメガネトンネルにおける発破振動による先行トンネルへの影響についての報告は見当たらない。しかし、近接トンネルでは数件の研究や実測例が報告されている。一方、静的な影響は後続トンネルの掘削によって生じる応力再配分の結果、先行トンネルが周辺の地山を媒介として受ける影響である。この点からは先に第4章で述べた後続トンネルが先行トンネル周辺地山に与える影響はそのメカニズムを解明していくうえで重要である。一般にはFEM解析などによって静的な影響を事前に設計の中へ取り入れているが、双設トンネルに代表される近接トンネルで常に最も重要な問題とされるトンネル周辺のゆるみやその干渉については解析に反映されなていないのが現状である。この原因は解析上でのゆるみそのものの取扱い方に確立された手法が存在しないことや、ゆるみの干渉についての調査、分析事例が十分でないことに起因するところが大いと思われる。

以下では、前章までに述べたゆるみについての分析結果をもとに、ゆるみを考慮した FEM 解析を実施し、後続トンネルの掘削が先行トンネルに与える影響について明らかにする。同時にゆるみを考慮しない FEM 解析についても実施し、両者の相違を明らかにすることによって今後の双設トンネルの設計への提言を行う。さらに、後続トンネル掘削時に測定した先行トンネル二次覆工コンクリートの鉄筋応力と解析結果を比較することによって解析結果の妥当性についても検討を加えることとする。なお、解析の対象断面は地質が悪く、後続トンネルの影響が最も顕著にあらわれやすいと考えられること、土被りも極端に薄くなく二次元平面ひずみ問題として解析できることを考慮して STA249+30 の鉄道トンネル断面とした。

6. 3. 2 解析結果

解析には二次元弾性 FEM 解析を用いた。その要素分割図を図-6.10 に示す。要素は三角形または四角形の平面ひずみ要素とし、吹付けコンクリート、ロックボルトは考慮していない。解析ステップはまず自重変形解析によって初期応力を求め、続いて鉄道トンネル西側を掘削した。次に二次覆工コンクリートを設定して東側を全断面一括掘削した。なお、覆工コンクリートの自重は考慮していない。したがって、東側断面掘削直前の覆

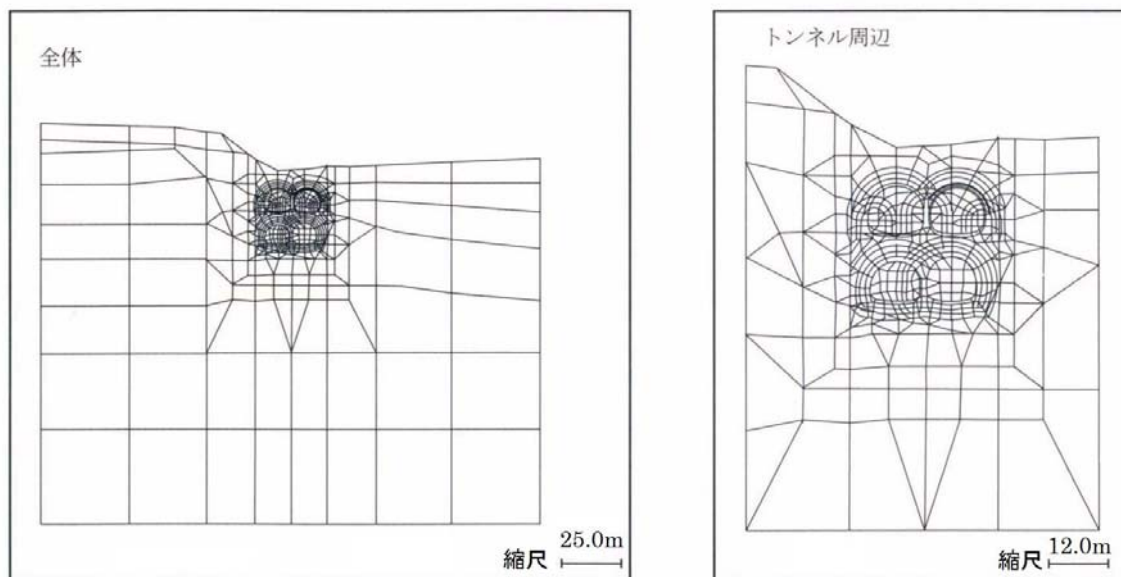


図-6.10 二次元弾性 FEM 解析に用いた要素分割

工コンクリートに応力は発生しておらず、解析の結果は東側断面掘削による増分だけを与えることになる。表-6.5に地山と覆工コンクリートの物性値を示す。ここで、地山の弾性係数はゆるみを考慮しない逆解析によって得られた等価弾性係数を用いることにしたが吹付けコンクリートおよびロックボルトを無視しているためこれを用いるのが妥当と判断したためである。

また、ゆるみを考慮した逆解析はまだ一般に行われていないことを考慮して通常の逆解析で求められる等価弾性係数を用いることにした。ゆるみ領域の物性値についてはゆるみを考慮した逆解析の結果が坑内弾性波から推定した結果のほぼ下限値を与えていることから、ゆるみを考慮しない解析との差が最も明瞭にあらわれるものと考え、これを用いることとした。ここで解析までの一連のフローを整理して図-6.11に示しておく。

表-6.5 地山および覆工コンクリートの物性値

| 材料 | 項目 | 単位体積重量 | 変形係数 | ポアソン比 |
|-----------------|-----------|-----------------------|----------------------------|-------|
| 地 山 | 非 ゆ る み 層 | 2.3 tf/m ³ | 3270 kgf/cm ² | 0.3 |
| | ゆ る み 層 | 2.3 tf/m ³ | 327 kgf/cm ² | 0.3 |
| 覆 工 コ ン ク リ ー ト | | 考慮せず | 140000 kgf/cm ² | 0.167 |

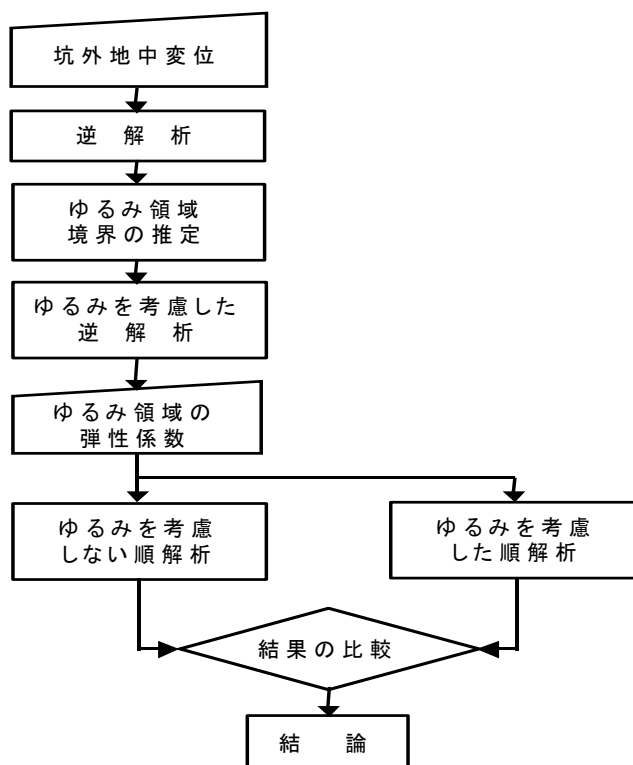


図-6.11 解析フロー

さて、図-6.12は変形を示したものである。東側トンネルの変形状態は最大変位および変位分布ともゆるみを考慮しない場合、（以後、CASE-Aと表示）とゆるみを考慮した場合（CASE-Bと表示）で大差がない。ただし、右肩部の西側トンネルと接する部分はCASE-Bで最大変位に近い変位が発生している。これはゆるみ領域の地山が西側トンネル二次覆工コンクリートの背面を東側トンネルの内空へ向かって滑り落ちるような挙動（解析ではスライドを考慮していないので実際はこの部分で大きなせん断変形が生じていることになる）を示すことによるものである。したがって、東側トンネルの掘削で

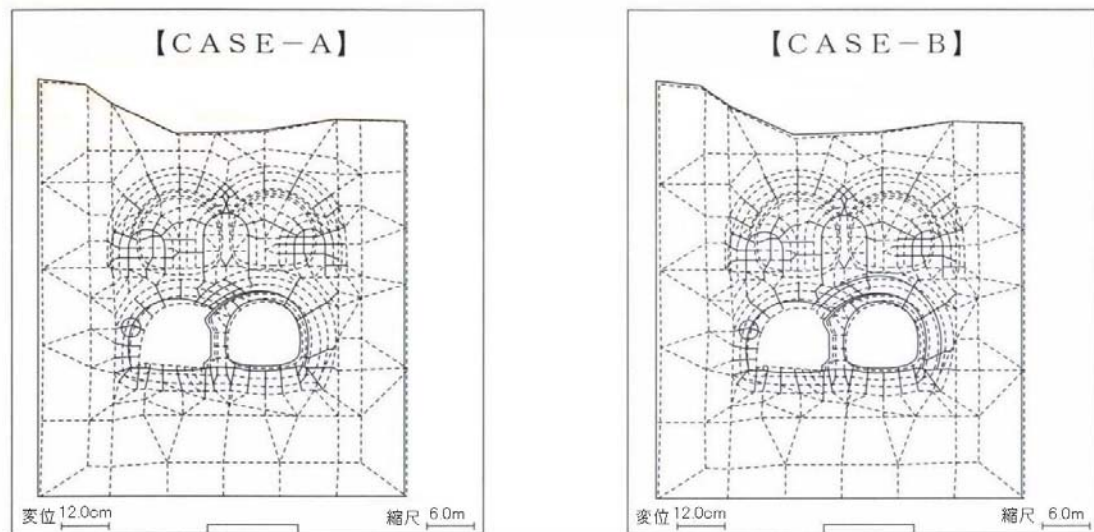


図-6.12 変位分布

は限られた領域ではあるが右肩部の西側トンネル覆工コンクリート近傍の地山の安定性に注意を要することがわかる．CASE-B ではこの動きにつれて東側トンネルの天端付近の沈下量が CASE-A より若干大きくなっている．

次に図-6.13 に地山の最大せん断ひずみ分布を示す．ただし，東側トンネル掘削による増分のみを示した．ゆるみ領域を除く地山の最大せん断ひずみ分布は CASE-A, CASE-B でほとんど差異がないが，CASE-B のゆるみ領域のうち東側トンネルの開放面に近い部分（西側トンネル左肩部）では最大 4.27%の大きなせん断ひずみが発生している．し

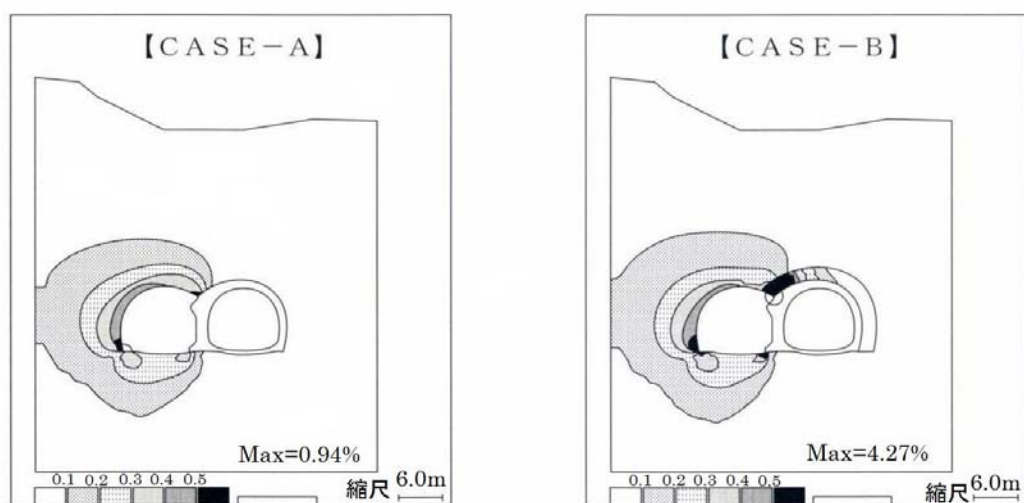


図-6.13 最大せん断ひずみ分布

たがって、変形のところでも指摘したようにこの部分の安定性に関しては注意を要することがわかる。しかし、西側トンネル周辺の地山で東側トンネルの掘削によって最大せん断ひずみの増大する領域は CASE-B でもゆるみ領域内のトンネル中心から東側半分に限られており、しかも東側トンネル掘削開放断面から遠ざかるにつれて最大せん断ひずみは急激に減衰している。このことから東側トンネル掘削による応力の再配分に西側トンネル周辺の地山、とくにトンネル中心より西側の地山はまったく関与していないことがわかる。

次に図-6.14 に覆工コンクリートの主応力ベクトル図を示す。また、図-6.15～6.17 に最大主応力分布、最小主応力分布および最大せん断応力分布の各図を示す。まず、最大主応力についてみれば、CASE-A, B で分布の傾向は類似しているが、最大主応力 $3\text{kgf}/\text{cm}^2$ 以上の領域に着目すれば、左肩部外側および天端部内側で CASE-B の方が CASE-A より大きくなっている。次に最小主応力についてみれば、CASE-A, B とともに中央隔壁部分に相対的に大きな圧縮応力が発生しているが、CASE-B では左肩部内側および天端部外側に圧縮領域が形成され、最大主応力の分布とあわせて考えれば、曲げモーメントの発生していることが明確になる。さらに、せん断応力分布についてみれば、中央隔壁部では CASE-A のほうがやや大きく、左肩部内側では CASE-B のほうが大きい。しかし、全体的には大差がないといえる。

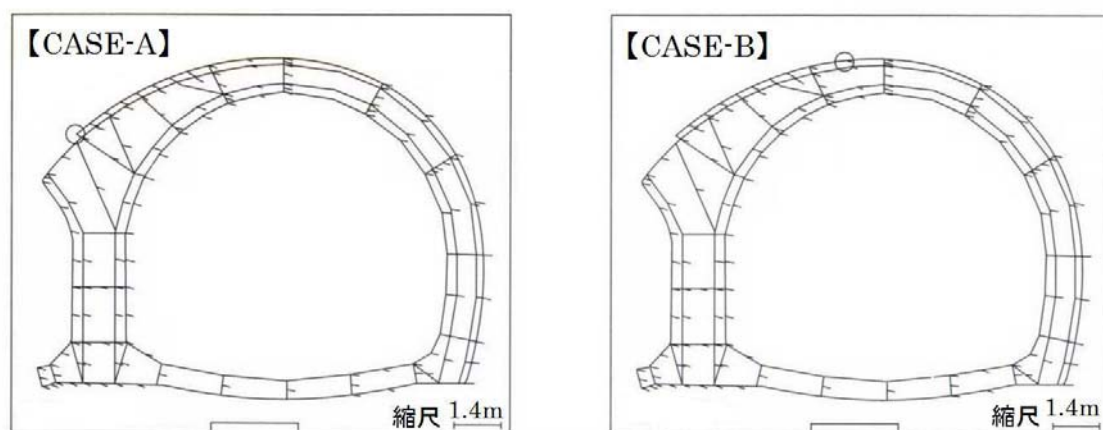


図-6.14 覆工コンクリートの主応力ベクトル

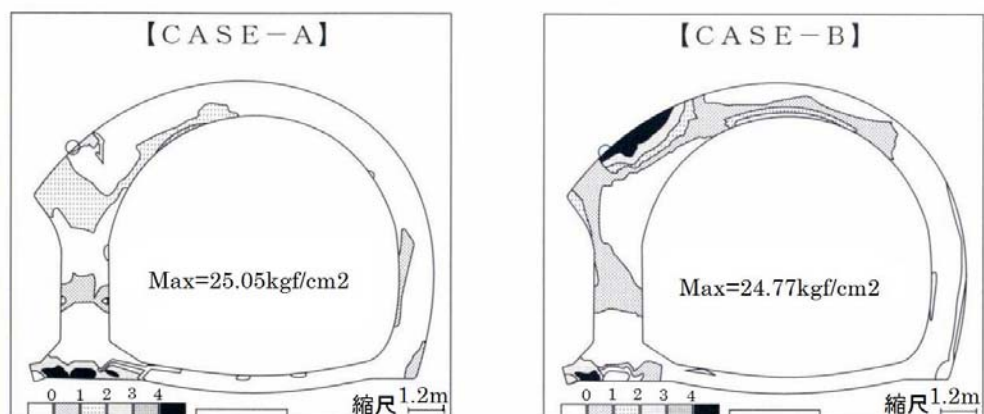


図-6.15 最大主応力分布

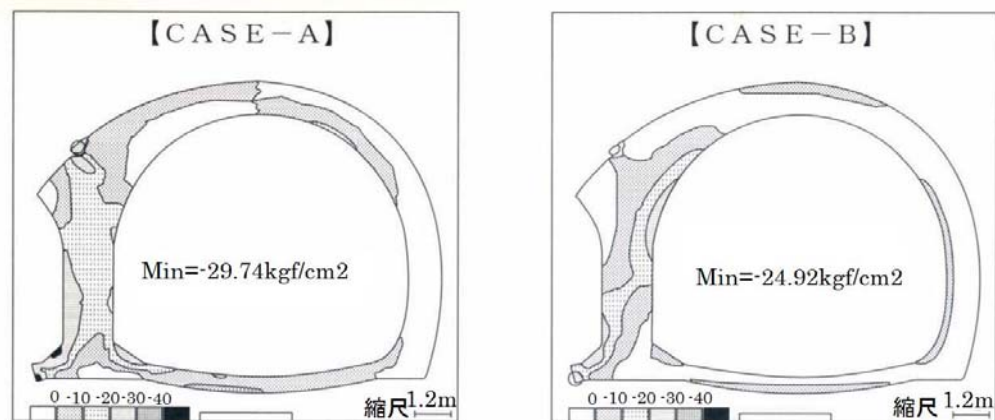


図-6.16 最小主応力分布

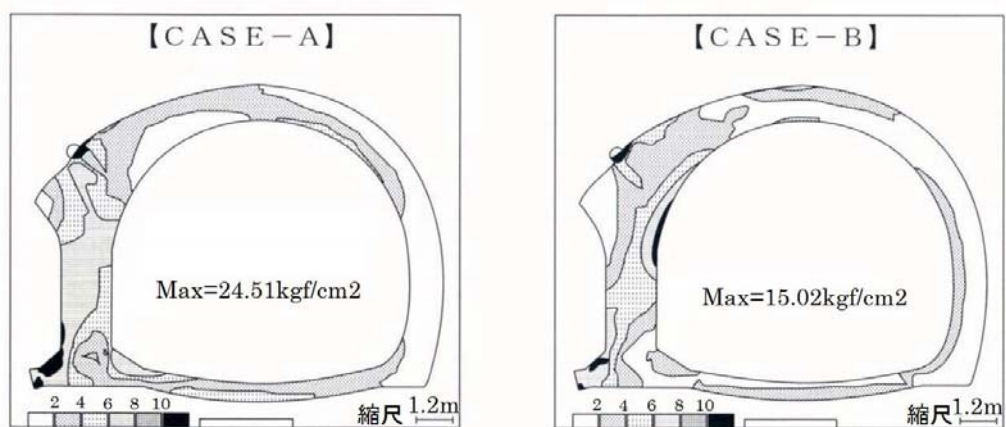


図-6.17 最大せん断応力分布

以上の結果を総合すれば、先行の西側トンネル二次覆工コンクリートは東側トンネル掘削によって偏圧を受けることになるが、ゆるみを考慮しない解析（CASE-A）では周辺地山の拘束が強いため、モーメントの発生はゆるみを考慮した解析（CASE-B）より小さくなっている。したがって、ゆるみを考慮しない解析はゆるみを考慮した解析に比べて安全側の結果を与えることになる。とくに、設計上の許容応力度の小さい引張り力（最大主応力）に関しては鉄筋による補強領域において明瞭な差異が生じる。すなわち、ゆるみを考慮しない解析ではほとんど鉄筋による補強の必要性はないが、現実には発破によってトンネル周辺には必ず物性劣化領域が形成されるものと考えられるため、ゆるみを考慮した解析結果にもとづいて左肩部外側と天端部内側には補強鉄筋を配しておくことが重要と考える。しかし、圧縮力に関してはCASE-A, Bとも発生応力度自体はあまり大きくなく、二次覆工コンクリート厚さを特別厚くする必要はないと判断される。また、これまで双設（メガネ）トンネルの設計において考慮すべき重要な要因としてゆるみ領域の拡大にともなう外荷重の増加が指摘されてきたが、今回の解析結果における地山のせん断ひずみの増加からみて、ゆるみ領域の拡大は認められず、通常のトンネルと同様の取扱いでよいものと思われる。

6. 3. 3 土被りの比較的浅い双設トンネルの設計・施工法に関する提案

前節までの解析結果に対する考察にもとづいて比較的土被りの浅い双設トンネルの設計・施工法に関して以下のことを提案する。

- ① 事前解析ではゆるみを考慮した解析を行うことが望ましく、ゆるみ領域の弾性係数として非ゆるみ領域の $1/10$ の値をとれば結果的に不経済になり過ぎない範囲で最も安全な設計をすることができる
- ② 先行トンネルの掘削ではできる限りゆるみを発生させないようにすることによって、後続トンネルの掘削により先行トンネルの二次覆工コンクリートに発生する曲げモーメントを低減でき、結果的に引張り応力の発生を低減することができる
- ③ 先行トンネル二次覆工コンクリートのうち、天端部内側と、後続トンネル側の肩部外側には引張り応力の発生する傾向が認められ、この部分は鉄筋で補強しておくのが安全である
- ④ 後続トンネル掘削では先行トンネルとの接合部の地山（ゆるみ領域）が内空に向か

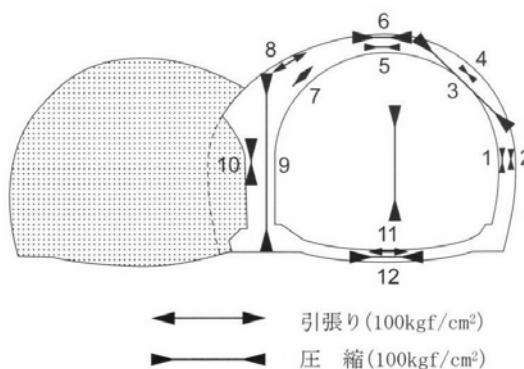
ってすべり落ちるような挙動を示すため、注意が必要である。このため、先行トンネル掘削時にこの部分の補強、たとえば、ロックボルトを密に配置する等の手段を講じておくのがよい。また、後続トンネル掘削時にもこの部分の施工を優先するとともに先行トンネル同様の手段を講じるのが望ましい

- ⑤ 先行トンネルのゆるみ領域を掘削面から 2m 程度以内におさえることができれば、このゆるみは④で述べた限られた領域を除いて後続トンネル周辺の地山に影響を及ぼさない。したがって、④で指摘した対応策を実施すれば後続トンネルは通常の単独のトンネルとして設計してよい

6. 3. 4 実測値との対比による検証

鷲羽山トンネル鉄道部の二次覆工は東西トンネルとも複鉄筋断面である。そして、後続トンネル掘削の影響を把握するために鉄筋計を設置したことはすでに第 4 章で述べたとおりである。

さて、図-6.18 は東側トンネル掘削による西側トンネル二次覆工内の鉄筋応力の増分を示したものである。引張り力の発生しているのは No.7, No.8, No.11, で最大は No.11 の 40.4kgf/cm^2 である。一方、最大の圧縮力は中央偏壁内側に発生しており、 -164.8kgf/cm^2 であった。ここで、コンクリートと鉄筋の弾性係数比を 1/15 とすれば、最大の引張り力はコンクリート応力に換算して 2.0kgf/cm^2 、最大の圧縮力は 11.0kgf/cm^2 である。大略的にみれば CASE-A, B のいずれの解析結果もこれらの値と比較的よい一致を示しているが、モーメントの発生状況は CASE-B のほうが、明らかによい整合性を示している。このことはこの断面のように比較的土被りの小さい場合には発生応力度自



| 単位 kgf/cm^2 | | | |
|----------------------|------------|------------|------------|
| 鉄筋計 番 号 | 発 生 応 力 | 鉄筋計 番 号 | 発 生 応 力 |
| 1 | -21.5 | 7 | 14.4 |
| 2 | -17.9 | 8 | 30.5 |
| 3 | -115.1 | 9 | -164.8 |
| 4 | -13.1 | 10 | -30.9 |
| 5 | -27.5 | 11 | 40.4 |
| 6 | -50.9 | 12 | -63.2 |

注) 正: 引張り 負: 圧縮

図-6.18 東側トンネル掘削による西側トンネル鉄筋応力の増分

体が小さいために大きな問題とはならないが、土被りが大きく初期地圧の大きい場合にはゆるみを考慮するかしないかで解析結果に大きな差異の生じる可能性がある。したがって、実測結果と解析結果との対比からもゆるみを考慮した解析をおこなうことの重要性が指摘できる。

以上の結果から、ゆるみを考慮した逆解析によって求めた地山の等価弾性係数およびゆるみ領域と非ゆるみ領域の弾性係数比を用いた FEM 解析が双設トンネルの施工において後続トンネルの掘削が先行トンネルの二次覆工コンクリートに及ぼす影響を予測する有効な方法であることを確かめることができた。また、この結果 6. 3. 2 で行った双設トンネルの設計、施工に関する提案の根拠の妥当性を保証することができたものと考ええる。

6. 4 結言

近接トンネルの設計・施工の合理性を判断する事前解析において重要となるゆるみ領域の物性変化について、入力パラメータとして重要かつ支配的な弾性係数を取上げ考察した。

具体的には、ゆるみ層の弾性係数 E_2 は次式で評価できることを示した。

$$E_2 = (V_{p1}/V_{p2})^2 \times E_1$$

ここで、 E_1 ：非ゆるみ領域の弾性係数

E_2 ：ゆるみ領域の弾性係数

V_{p1} ：坑内弾性波探査で得られた第 1 速度層の弾性波速度

V_{p2} ：坑内弾性波探査で得られた第 2 速度層の弾性波速度

そして、 E_2/E_1 の下限値が 1/10 程度であり、中央値は 0.4 程度であることを確かめ、この値が孔内載荷試験結果を用いた既往の研究と整合していることを示した。

次に、逆解析を利用したゆるみ領域の弾性係数の求め方を定式化し提案した。この方法を実際の計測データに適用し、本方法の有効性と適用の限界を明らかにした。具体的には、

① 連続体で近似できる地山に対しては有効な方法であるが、不連続性の卓越する地山

には適用できない

- ② できるだけ地表面沈下量などの絶対変位を加えて評価することが重要である
- ③ 推定されるゆるみ領域の弾性係数は弾性波探査から推定したゆるみ領域の弾性係数のほぼ下限値を与えることを示した。

次いで、ゆるみ領域を考慮した FEM 解析を実施し、比較的地質の悪い軟岩クラスの双設トンネルにおいて後続トンネルの掘削が先行トンネルの周辺地山および二次覆工コンクリートに与える影響を解析した。この結果、以下のことを提案した。

- ① 事前解析ではゆるみを考慮した解析を行うことが望ましく、ゆるみ領域の弾性係数として非ゆるみ領域の $1/10$ の値をとれば結果的に不経済になり過ぎない範囲で最も安全な設計をすることができる
- ② 先行トンネルの掘削ではできる限りゆるみを発生させないようにすることによって、後続トンネルの掘削によって先行トンネルの二次覆工コンクリートに発生する曲げモーメントを低減でき、結果的に引張り応力の発生を低減することができる
- ③ 先行トンネル二次覆工コンクリートのうち、天端部内側と、後続トンネル側の肩部外側には引張り応力の発生する傾向が認められ、この部分は鉄筋で補強しておくのが安全である
- ④ 後続トンネル掘削では先行トンネルとの接合部の地山（ゆるみ領域）が内空に向かってすべり落ちるような挙動を示すため、注意が必要である。このため、先行トンネル掘削時にこの部分の補強、たとえば、ロックボルトを密に配置する等の手段を講じておくのがよい。また、後続トンネル掘削時にもこの部分の施工を優先するとともに先行トンネル同様の手段を講じるのが望ましい
- ⑤ 先行トンネルのゆるみ領域を掘削面から 2m 程度以内におさえることができれば、このゆるみは④で述べた限られた領域を除いて後続トンネル周辺の地山に影響を及ぼさない。したがって、④で指摘した対応策を実施すれば後続トンネルは通常の単独のトンネルとして設計してよい

最後に、後続トンネル掘削によって生じる先行トンネル二次覆工コンクリート内の応力実測値と解析結果を照合することにより、上述の提案の妥当性を検証した。

参考文献

- 1) 鈴木 光：岩盤の計測と解析，土木工学社，p83, 1982
- 2) 三木幸蔵他：ボアホールジャッキによる岩盤のゆるみ測定について，第 16 回土質工学研究発表会，1981
- 3) 今井常雄他：日本の地盤における弾性波速度と力学的性質，日本地震工学シンポジウム講演集，Vol. 6, p94, 1975

第7章 結 論

第1章序論においては、本研究の背景としてトンネルの建設需要は今後も続くものと予想されること、そして建設コストを抑制するための方策として建設用地を縮小したい場合など、近接トンネルの施工を余儀なくされる機会が少なくないこと、しかし、未だ双設トンネルに代表される近接トンネルの合理的な設計・施工法が確立されておらず、この課題解決のためには掘削にともなうゆるみやゆるみの相互干渉を定量的に評価する手法や具体的な設計・施工への統一的反映方法の開発が重要であることを示した。こうした現況から、本研究では筆者が実際に施工に従事した代表的な近接トンネルである鷺羽山トンネル（二段双設トンネル）を実証的研究の対象工事として取上げ、当該工事で得られた各種計測結果を分析・評価し、その知見をもって上記課題の解決方法を提案するというアプローチの方法について述べた。

第2章近接トンネルにおける主要課題と本研究の位置付けにおいては、まず近接トンネルの定義について考察し、近接構造物がトンネルの場合についてその形態を分類して示した。次に、近接トンネルに関する既往の研究についてレビューを行い、それらが多くの制約条件のもとでの結論であり必ずしも実際の施工の状況を反映できていないこと、とくに周辺地山のゆるみや相互干渉の問題についてはほとんど言及されていないことを指摘した。また、国内の代表機関における設計指針において近接トンネルがどのように取り扱われているかをまとめた。さらにこれまでに国内で建設された代表的な双設トンネルの施工例について分析し、実際の施工段階での主要課題が、

- ① トンネル掘削にともなう周辺地山のゆるみの制御とトンネル相互間の干渉の低減・抑止
- ② 発破振動が既設構造物に与える影響の制御

であること抽出した。また、重要な要素であるゆるみについて発生メカニズムおよび測定方法からその分類と定義について取りまとめた。

以上の分析と考察を総括し、本研究の位置付けとして①の静力学的な領域を取り扱うことおよび①を解決する有効な手法の提案を本研究の目的にしていることを述べた。

第3章代表的な近接トンネルの設計・施工事例においては、具体例として本四児島坂

出ルートに建設された二段双設トンネルである鷲羽山トンネルを取上げた。まずトンネルの概要として地形・地質について述べた後、当該トンネルが世界で唯一の二段双設トンネルとして計画・設計された経緯を述べた。具体的には単断面案と複断面案の比較の結果、不測の事態への対応の容易さ、過去の経験的要素の統合だけで対処しうる範囲の広さにおいて有利な複断面案を採用したことを述べ、複雑な近接トンネルの計画・設計のあり方について一つの方法を示した。次に、事前解析において i) 入力データの精度や信頼性に限界があること、ii) 実際の地山に存在する不規則な亀裂の影響やトンネル相互間の干渉および周辺地山のゆるみの形成と影響を十分に取り扱えないこと、などの理由により大掛かりな現場計測を計画したことを述べ、その内容を詳しく示した。

第4章トンネル掘削にともなう周辺地山の挙動においては、まず地表面沈下量について考察し、

- ① 比較的土被りの薄い双設トンネルを掘削した結果生じるそれぞれのトンネル直上での地表面沈下量はほぼ同等であること
- ② これらの沈下量はトンネル掘削の順序に依存しない

ことを示した。次に、双設トンネルの地表面沈下量と単独トンネルのそれとの比が 1.4～2.6 であることを示した。次いで、弾性 FEM 解析によるパラメータスタディーを行い、双設トンネルにおいて先行トンネル周辺のゆるみが後続トンネル直上の地表面沈下に及ぼす影響について分析した。この結果、先行トンネル周辺のゆるみ領域の大きさとその物性劣化度合いが地表面沈下量の大小にとって支配的要因であることを明らかにした。さらに、坑外地中変位測定結果を分析し、

- ① 上下のトンネルでは下部のトンネルから施工するのが有利である
- ② 双設トンネルの計画や地中構造物に近接してトンネルを計画する場合、その離隔距離を $1D$ (D はトンネル掘削幅) 以上確保すれば相互間の影響を問題にしないでよい
- ③ 掘削による掘削面下方の地山への影響は D 級地山で 10m 以内、 C_H 級地山では 5m 以内である
- ④ 土被り比 H/D が 1.0 以上あればトンネルの安定性評価をトンネル軸に直交す

る二次元平面解析で行ってよい

ことを示した。さらに、周辺地山の鉛直方向ひずみ分布の分析からも後続トンネルの掘削が先行トンネル周辺地山や二次覆工に与える影響は限局的かつ小さいことを示した。

第5章トンネル掘削にともなうゆるみ領域においては、異なる5つの結果（ロックボルト軸力、坑内地中変位、坑外地中変位、坑内弾性波、逆解析）からゆるみ領域を推定し、その結果間の整合性について分析するとともにそれぞれの手法の適用性について評価した。結果、掘削の影響が切羽前方の地山にも及ぶことを考慮すれば、ゆるみ領域の評価は先行変位を計測でき全変位量を対象とすべきであり、この意味で坑外地中変位測定結果を用いるのが望ましいことを論じた。

第6章近接トンネルの設計におけるゆるみの評価においては、第5章で取扱ったゆるみの推定方法の中からその物理特性を同定するのに最も有効な坑内弾性波探査結果を用いることにより、ゆるみ領域の静弾性係数と非ゆるみ領域の静弾性係数の比が求められることに着目し、これを実際の計測結果に適用した。結果、この比の下限値として1/10、中央値として0.38を得た、これらが既往の研究結果と整合していることを示した。さらに、既往の動弾性係数と孔内載荷試験（LLT）によって得られる動弾性係数の関係からも上記の方法の有効性を確認した。続いて、逆解析において最小二乗法によりゆるみ領域の弾性係数を同定する方法について提案するとともに、実際の計測結果に適用し、本手法の有効性と適用の限界を明らかにした。さらに、ゆるみの分析結果をもとに、ゆるみを考慮したFEM解析を実施し、後続トンネルが先行トンネルの二次覆工に及ぼす影響について分析した。その結果、双設トンネルの設計・施工に関して、

- ① 事前解析ではゆるみを考慮した解析を実施することが望ましく、ゆるみ領域の弾性係数として非ゆるみ領域の弾性係数の1/10を採用すれば不経済にならない範囲で最も安全な設計ができる
- ② 先行トンネルの掘削ではできる限りゆるみを発生させないことにより後続トンネル掘削による先行トンネル二次覆工コンクリートに発生する曲げモーメントを低減でき、結果的に引っ張り応力の発生を抑制できる
- ③ 先行トンネル二次覆工コンクリートのうち、天端部内側と、後続トンネル側の肩部外側には引っ張り応力の発生する傾向が認められ、この部分は鉄筋で補強しておくのが安全である

- ④ 後続トンネル掘削では先行トンネルとの接合部の地山（ゆるみ領域）が内空に向かってすべり落ちるような挙動を示すため、注意が必要である。このため、先行トンネル掘削時にこの部分の補強、例えば、ロックボルトを密に配置する等の手段を講じておくのがよい。また、後続トンネル掘削時にもこの部分の施工を優先するとともに先行トンネル同様の手段を講じるのが望ましい
- ⑤ 先行トンネルのゆるみ領域を掘削面から 2m 程度以内におさえることができれば、このゆるみは④で示した限られた領域を除いて後続トンネル周辺の地山に影響を及ぼさない。したがって、④で指摘した対応策を実施すれば後続トンネルは通常の単独のトンネルとして設計してよい

ことを提案した。最後に実際の覆工コンクリートにおける鉄筋応力測定結果と対比し上記の提案の妥当性を検証・確認した。

最後に本研究の課題と今後の展望を取りまとめて示すこととする。本研究は鷺羽山トンネルの豊富な計測データの分析をもとに、近接トンネルの合理的な設計・施工法に関する方法論を組立て、再度当該データを用いて本研究で提案する方法の有効性を検証すると同時に、設計・施工に関する具体的な提言を行った。したがって、鷺羽山トンネルは本研究で提案した方法論の基礎となっていると同時にそのケーススタディーでもある。しかし、本研究では当該トンネルにおける地山性状の異なる複数の計測断面について考察しているものの、比較的良質な軟岩以上を対象としたものであるため、本研究で提案した方法論や提言が不良地山にも拡張適用できるものかどうかは今後の研究課題として残されている。また、土被りが非常に小さい場合や、不連続性の卓越する地山では異なった挙動を示すものと考えられ、今後これらを対象とした近接トンネルの設計・施工法に関する研究が必要と考えている。鷺羽山トンネルでは多額の費用をかけ極めて多種多様の計測を実施したが、最近では通常のトンネル工事においてB計測はほとんど行われていない。これは NATM がわが国に導入されて以来多くの計測結果が蓄積され、通常のトンネルにおいては日常管理のためのA計測だけでトンネルの安定性が十分評価できると考えられるようになったためである。さらにB計測が計器の設置や測定に多くの時間と費用を要することも原因となっている。しかし、双設トンネルに代表される特殊なトンネルではその施工例が多くないこともあり、今後もB計測を実施する必要があると思われる。鷺羽山トンネルでは二段双設という特殊性や時代背景もあり、現時点

では考えられないほどの計測が実施されたが、この結果からは多くの有用な知見が得られており評価されてよいと考える。ただし、今後の同種工事においては経済合理性の確保も視野に入れなければならず、一定の制約を受けることも已むを得ないものと思量される。こうした状況にあつては、とくにB計測の計画では目的を明確にし、当該トンネルの安定性・安全性の評価にのみ利用するのではなく、将来の設計・施工法の確立のために利用することを強く意識しておくことが重要である。先にも述べたとおり、近接トンネルの安定性・安全性に関係する因子はいくつもあり、それらが交絡しているため、単一の因子の影響を分離することが難しい。この結果、多くの計測結果が将来の同種トンネルの設計や施工に参考にはなるものの、とくに設計への反映過程において制約を受けるものとなっている。今後、実験計画法の手法を援用して計測計画を立案してはどうかと考えている。

従来、近接トンネルでは先行トンネルの二次覆工コンクリートを施工し、十分な強度を確保した上で後続トンネルを施工するのが一般的な考え方であったが、最近の双設トンネルでは先行トンネルが吹付けコンクリートの状態で後続トンネルの掘削を行う事例が増えており、いずれ両者の適用条件も明確になってくるものと思われる。NATMにおいては二次覆工コンクリートがトンネルの安定を保持するための荷重を分担しないという考え方が通例であるが、近接トンネルにおける先行トンネルの二次覆工コンクリートは後続トンネル掘削による影響荷重を分担するものとして設計される。また、先行、後続両トンネルの二次覆工コンクリートとも将来の不確定な荷重への備えとしての役割を期待している。施工中に限って言えば、筆者は先行トンネルを吹付けコンクリートの状態で後続トンネルを施工するのがよいと考えている。ただし、先行トンネルと後続トンネルの切羽掘削の影響が干渉しないよう適当な離隔距離をとる必要がある。この場合には計測によって先行トンネルの収束状態を確認する方法が有効と推察される。吹付けコンクリートの状態（一次支保）では二次覆工コンクリートの状態（二次支保）に比較して明らか支保耐力が劣るため、事前の入念な解析と施工途中の計測によって支保耐力を上回る荷重が絶対に作用しないようにすることが重要である。また、一次支保状態では二次支保状態のように鉄筋による補強が不可能なため、引張り応力の発生には十分な注意が必要である。できれば繊維補強吹付けコンクリートにしておくのがよいと思われる。一次支保状態の最大の懸念は想定以上の荷重が作用した場合の大変形で、トンネル構造物全体の不安定化や崩壊につながる危険性を有する点である。この点において

二次支保状態は剛性が高く、インバートコンクリートで断面が閉合されていればなお安定性が増す。これらの選択はリスクの評価と回避の問題に帰着すると思われるが、昨今の技術レベルを考慮すれば特殊地山（極めて脆弱，膨張性，強い偏圧，土被りが極端に小さいなど）を除けば一次支保の状態で後続トンネルを施工する方法が経済性や工期面で有利と推察される。

トンネルの設計や施工においては土木構造物のなかでも特に不確実性の高い要素を多く含むことになるが，近接トンネルではこれにゆりみやその相互干渉などが加わり，問題を一層複雑かつ不確実性の高いものになっている。また，地山やトンネル構造物の局所不安定と地山を含む構造物全体の安定性の関係についても統一的評価方法は確立されていない。これらは今後確率論的な取扱い方法の適用も含めて検討すべき重要な課題と考える。

謝 辞

終わりに、本論文を取りまとめるにあたり、終始暖かいご指導、ご教示をいただきました京都大学大学院工学研究科の大西有三教授に深く感謝の意を表します。また、本論文の審査にあたって幾多の有益なご助言と激励を賜りました京都大学大学院工学研究科の朝倉俊弘教授ならびに同大学大学院工学研究科の西山哲准教授に深く感謝申し上げます。独立行政法人防災科学研究所兵庫耐震工学研究センターの中山学博士には公私にわたり終始変わらぬ叱咤激励と的確な助言を賜りました。ここに深甚なる謝意を表します。

本論文は昭和 57 年から昭和 63 年にかけて建設された瀬戸中央自動車道鷺羽山トンネルでの実証的研究に、その後の研究成果を加えてまとめたものです。鷺羽山トンネルは建設からかなりの年月が経過しましたが、現在でも世界に例のない近接トンネルの傑作と思っています。この建設で得られた有用な工学的知見をいつかは今後のトンネル工学発展のために役立てたいと願っていました。この思いを理解し強力に後押ししていただいた当時の株式会社奥村組鷺羽山 JV 工事所所長井上堯之氏、後に本論文をまとめるに際し多大な支援とご理解を頂いた元株式会社奥村組関西支社土木部長小国勝氏ならびに今は亡き元株式会社奥村組関西支社土木工務部長宮本捷博氏に心から感謝申し上げます。

鷺羽山トンネルの膨大な計測データや施工記録は当時の建設にかかわった多くの関係者の貴重な財産です。とくに鷺羽山トンネル特別小委員会ならびに同施工技術検討会の委員の方々にはトンネル建設に際し広範かつ貴重なご助言、ご指導を賜りました。ここに改めて関係各位に深く感謝の意を表する次第です。

最後に、本論文をまとめるにあたり、終始暖かいエールを送っていただいた株式会社奥村組國井義彦専務に心からお礼申し上げます。